

CONSTRUÇÃO DE BIOBARREIRAS EM ZONAS URBANAS PARA CONTROLO DA POLUIÇÃO POR ÁGUAS PLUVIAIS

Irina Débora Santos Reis

Dissertação de Projecto em Ambiente Empresarial na Águas de Valongo para conclusão do
Mestrado Integrado em Engenharia do Ambiente (Ramo Gestão)

Orientadores científicos

Dr. Cheng Chia-Yau (FEUP)

Eng.^a Elisabete Moura (Águas de Valongo)

Presidente do júri: Professor Manuel A. M. da Fonseca Almeida

PORTO, JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA DO AMBIENTE 2008/2009

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

 <http://www.fe.up.pt>

 feup@fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia do Ambiente - 2008/2009, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Aos meus pais, avós e toda a minha família.

RESUMO

Para o controlo da poluição transportada por águas pluviais que atravessam meios urbanos, destaca-se neste trabalho a existência de várias medidas (estruturais e não-estruturais) e as estratégias que devem ser adoptadas e podem integrar uma ou mais medidas.

Tomou-se como caso de estudo a Ribeira da Gandra (Concelho de Valongo), que constitui uma linha de água que mais poluição introduz no troço do Rio Leça em estudo. Neste sentido, foram realizadas colheitas periódicas de amostras pontuais, com posterior análise dos parâmetros: carência bioquímica de oxigénio ao fim de 5 dias, carência química de oxigénio, sólidos suspensos totais, azoto amoniacal e fósforo total, no Laboratório de Engenharia Sanitária na FEUP.

Foram realizados estudos teóricos hidrológicos e da carga poluente, de forma a avaliar o impacto das variações sazonais, sendo posteriormente comparados com dados reais.

No âmbito do tema proposto, adoptou-se o dimensionamento de uma zona húmida construída (a conhecida designação inglesa, *Constructed Wetland*), com a finalidade de aproveitar as capacidades de tratamento natural sustentadas pelo conjunto de componentes destes sistemas (água, substrato, detritos e sedimentos, vegetação, microrganismos, vida animal e valorização paisagística).

Palavras-chave: Água Pluvial, Escoamento superficial urbano, Poluição, Zona Húmida Construída.

ABSTRACT

For the control of pollution carried by rainwater passing through urban areas, stands out in this work the existence of various measures (structural and non-structural) and the strategies that should be adopted and can include one or more measures.

Being taken as a case of study, the Ribeira Gandra (County of Valongo) is one of the water courses that most pollution introduces to Rio Leça. Accordingly, periodic spot samples were collected for analysis of the parameters: biochemical oxygen demand after 5 days, chemical oxygen demand, total suspended solids, ammoniacal nitrogen and total phosphorus in the Laboratory of Sanitary Engineering at FEUP.

Theoretical studies on hydrological condition and polluting loads were carried out, in order to evaluate the seasonal impact, which was compared with field data.

Under the theme, a constructed wetland was designed for the abatement of pollution control of Ribeira, taking advantage of capabilities supported by the natural treatment of all components of these systems (water, substrate, and detritus sediment, vegetation, microorganisms, wildlife and landscape value).

Key-words: Rainwater, Urban Runoff, Pollution, Constructed Wetland.

AGRADECIMENTOS

Ao Sr. Prof. Doutor Cheng Chia-Yau, Professor do Departamento de Engenharia Civil, da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, meu orientador na FEUP, agradeço todo o apoio, contactos, meios e informações disponibilizadas, bem como todas as reuniões que foram realizadas no âmbito do meu projecto, estas foram essenciais para a conclusão do mesmo.

À Engenheira Elisabete Moura, do Gabinete de Qualidade da Água, minha orientadora na Águas de Valongo, pela prontidão do apoio e todos os meios colocados à disposição para o desenvolvimento do projecto.

À Engenheira Patrícia Alves, do Laboratório de Engenharia Sanitária (FEUP), que teve a disponibilidade e paciência para me ensinar e acompanhar durante dias na realização de análises de qualidade da água. Aqui fica a minha gratidão.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto agradeço o ensino de qualidade, de que durante 5 anos usufrui.

A todos os colaboradores da Águas de Valongo, S.A. que, directa ou indirectamente me ajudaram durante o meu trabalho. Aqui ficam alguns nomes: António Oliveira e Carlos Costa (Gabinete de Qualidade da Água), António Beltrão (Gabinete de Desenho) e Miguel Borges (Gabinete de Águas Parasitas).

Ao Engenheiro José Cardoso, consultor da Noraqua – Consultores de Engenharia, agradeço as informações partilhadas.

A todos os colegas com quem partilhei preocupações, que me apoiaram e ouviram. Alguns nomes: Ana Manuela Santos, Ana Luísa Sousa, Andreia Alves, Inês Alves, Maria Inês Vaz e muitos outros.

Agradeço aos meus pais, avós e toda a minha família, pelo apoio que desde sempre me deram e por tudo que me proporcionaram.

A todos um muito obrigada.

ÍNDICE DE TEXTO

PREÂMBULO.....	1
ÂMBITO E OBJECTIVOS DO PROJECTO EM AMBIENTE EMPRESARIAL.....	1
APRESENTAÇÃO DA INSTITUIÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DO PROJECTO EM AMBIENTE EMPRESARIAL.....	2
CAPÍTULO 1	5
1 INTRODUÇÃO	5
1.1 O CICLO HIDROLÓGICO E O ESCOAMENTO SUPERFICIAL	5
1.2 POLUIÇÃO ASSOCIADA AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO.....	6
1.3 IMPACTES ASSOCIADOS AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO	10
1.4 DIRECTIVAS DA COMUNIDADE EUROPEIA E EXEMPLOS REAIS	11
CAPÍTULO 2	15
2 ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS 15	
2.1 EVOLUÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS.....	15
2.2 ETAPAS DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS	17
CAPÍTULO 3	23
3 MEDIDAS PRÁTICAS PARA MITIGAÇÃO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS	23
3.1 MEDIDAS ESTRUTURAIS.....	23
3.1.1 SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO	23
3.1.2 SISTEMAS DE DETENÇÃO.....	24
3.1.3 SISTEMAS DE RETENÇÃO.....	25
3.1.4 ZONAS HÚMIDAS CONSTRUÍDAS	26
3.1.5 SISTEMAS DE FILTRAÇÃO.....	27
3.1.6 SISTEMAS VEGETAIS.....	29
3.1.7 MINIMIZAÇÃO DE SUPERFÍCIES IMPERMEABILIZADAS	30
3.2 MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS.....	32
3.2.1 EDUCAÇÃO, RECICLAGEM E CONTROLO NA ORIGEM	32
3.2.2 MANUTENÇÃO E PRESERVAÇÃO.....	32
3.3 SÍNTESE DAS EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DA CARGA POLUENTE.....	33
CAPÍTULO 4	37
4 CARACTERIZAÇÃO DO POTENCIAL POLUENTE DAS ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS PROVENIENTE À BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA DA GANDRA, VALONGO	37
4.1 LOCALIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	37
4.2 AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS	39
4.3 DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO.....	46
4.3.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO ..	53
CAPÍTULO 5	57

5	PROJECTO DE BIOBARREIRA PARA CONTROLO DE POLUIÇÃO PLUVIAL	
	DIFUSA.....	57
5.1	SELECÇÃO DA BIOBARREIRA PARA CONTROLO DE POLUIÇÃO PLUVIAL	
	DIFUSA NA RIBEIRA DA GANDRA, VALONGO	57
5.2	CONSIDERAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO	59
5.2.1	CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS	59
5.2.2	DADOS BASE PARA O DIMENSIONAMENTO	60
5.3	DIMENSIONAMENTO.....	60
5.4	ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO	67
CAPÍTULO 6	75
6	VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÓMICA DAS BIOBARREIRAS EM PORTUGAL	75
CAPÍTULO 7	85
7	CONCLUSÕES	85
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
ANEXOS	93
ANEXO A	TRABALHO EXPERIMENTAL REALIZADO NO LES	95
ANEXO B	RESULTADOS DAS ANÁLISES REALIZADAS NO LES E DADOS DA ÁGUAS DE VALONGO	
	98
ANEXO C	BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA DA GANDRA E SUAS CARACTERÍSTICAS	99
ANEXO D	DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (T_c) DA BACIA DA RIBEIRA DA GANDRA	
	100
ANEXO E	CÁLCULOS PARA O DIMENSIONAMENTO	105
ANEXO F	ESTIMATIVA ORÇAMENTAL PARA A IMPLANTAÇÃO DA ZONA HÚMIDA CONSTRUÍDA NA	
	RIBEIRA DA GANDRA	106

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

FIGURA 1. 1 COMPARAÇÃO ENTRE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NUMA PAISAGEM NATURAL E EM MEIO URBANO (EPA, 2003).....	5
FIGURA 1. 2 CARGA ANUAL DE SEDIMENTOS E FÓSFORO TOTAL, POR ORIGEM (U.W.E., 1997).	8
FIGURA 1. 3 RELAÇÃO ENTRE A IMPERMEABILIZAÇÃO DA SUPERFÍCIE TERRESTRE E A TEMPERATURA DA ÁGUA (EPA, 1999).....	10
FIGURA 1. 4 CONCENTRAÇÃO DE NO_3 NOS RIOS DOS PAÍSES EUROPEUS.	12
FIGURA 1. 5 CARÊNCIA BIOQUÍMICA DE OXIGÉNIO AO FIM DE 5 DIAS NOS RIOS DE PAÍSES EUROPEUS.	12
FIGURA 1. 6 CONCENTRAÇÃO DE FÓSFORO TOTAL NOS RIOS DE PAÍSES EUROPEUS.....	13
FIGURA 1. 7 CONCENTRAÇÃO DE ORTOFOSFATO NOS RIOS DE PAÍSES EUROPEUS.	13

CAPÍTULO 2

FIGURA 2. 1 EVOLUÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS (TUCCI, 2005).....	16
---	----

CAPÍTULO 3

FIGURA 3. 1 TRINCHEIRA E VALA DE INFILTRAÇÃO (CWP, 2007).....	24
FIGURA 3. 2 BACIA DE DETENÇÃO (EPA, 1999).	24
FIGURA 3. 3 BACIA DE RETENÇÃO (EPA, 1999).	25
FIGURA 3. 4 LEITO DE MACRÓFITAS COM ESCOAMENTO SUPERFICIAL.	27
FIGURA 3. 5 LEITO DE MACRÓFITAS COM ESCOAMENTO SUB-SUPERFICIAL.....	27
FIGURA 3. 6 TIFA OU <i>CATTAIL</i>	27
FIGURA 3. 7 <i>NYMPHAEA ODORATA</i> OU LÍRIO D'ÁGUA.	27
FIGURA 3. 8 <i>EGERIA Densa</i> OU ELÓDEA.....	27
FIGURA 3. 9 <i>LEMNA SP.</i> OU LENTILHA D'ÁGUA.....	27
FIGURA 3. 10 SISTEMA DE FILTRAÇÃO (CWP, 2007).....	28
FIGURA 3. 11 PERFIL TRANSVERSAL DE UM SISTEMA DE FILTRAÇÃO (EPA, 1999).	29
FIGURA 3. 12 SISTEMA DE BIOFILTRAÇÃO (EPA, 1999).	29
FIGURA 3. 13 (A) VALA VEGETAL SECA; (B) VALA VEGETAL HÚMIDA (CWP, 2007).	30
FIGURA 3. 14 (A) CANTEIROS DE RECOLHA DA ÁGUA PLUVIAL (<i>STORMWATER PLANTER</i>); (B) TELHADOS VERDES (<i>GREEN ROOFTOP</i>); (C) BARRIS DE RECOLHA DA ÁGUA PLUVIAL (<i>RAIN BARRELS</i>); (D) PAVIMENTOS PERMEÁVEIS (<i>PERMEABLE PAVERS</i>); (E) JARDIM DE CHUVA (<i>RAIN GARDEN</i>).....	31
FIGURA 3. 15 (A) GALERIA RIPARIA; (B) ÁREA ARBORIZADA NO MEIO URBANO.	33

CAPÍTULO 4

FIGURA 4. 1 PORTUGAL CONTINENTAL E LOCAL APROXIMADO DA RIBEIRA DA GANDRA (VALONGO).	37
FIGURA 4. 2 RIBEIRA DA GANDRA, SUAS LINHAS AFLUENTES, E Nº DE ORDEM (CARTA MILITAR Nº 110 – MAIA).	38
FIGURA 4. 3 LOCALIZAÇÃO RELATIVA DA BACIA DA RIBEIRA DA GANDRA – ERMESINDE.	39
FIGURA 4. 4 PONTO DE RECOLHA DAS AMOSTRAS PONTUAIS.	40
FIGURA 4. 5 EVOLUÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DAS AMOSTRAS PONTUAIS E REGIME DE PRECIPITAÇÃO, EM PERÍODO SECO.....	42
FIGURA 4. 6 EVOLUÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DAS AMOSTRAS PONTUAIS E REGIME DE PRECIPITAÇÃO, EM PERÍODO HÚMIDO.	42

FIGURA 4. 7 (A) OBRAS DO PROJECTO CORRENTE DO RIO LEÇA; (B) VALA DE ÁGUA RESIDUAL BRUTA A SER ENCAMINHADA PARA A RIBEIRA DA GANDRA.	43
FIGURA 4. 8 ÍNDICE DE BIODEGRADABILIDADE E RELAÇÃO FÓSFORO/AZOTO, EM PERÍODO SECO.	44
FIGURA 4. 9 ÍNDICE DE BIODEGRADABILIDADE E RELAÇÃO FÓSFORO/AZOTO, EM PERÍODO HÚMIDO.	44
FIGURA 4. 10 VALORES DA MÉDIA E MÍNIMA CONCENTRAÇÃO NA RIBEIRA DA GANDRA, EM PERÍODO SECO, COMPARADO COM O VMA.	45
FIGURA 4. 11 VALORES DA MÉDIA E MÍNIMA CONCENTRAÇÃO NA RIBEIRA DA GANDRA, EM PERÍODO HÚMIDO, COMPARADO COM O VMA.	46
FIGURA 4. 12 REGIÕES PLUVIOMÉTRICAS (MOPTC, 1995).	49
FIGURA 4. 13 RELAÇÃO ENTRE CAUDAIS E CONCENTRAÇÃO DE POLUENTES APÓS DILUIÇÃO.	55

CAPÍTULO 5

FIGURA 5. 1 ZONAS DE UM SISTEMA COM ESCOAMENTO SUPERFICIAL (EPA, 2000).	58
FIGURA 5. 2 LOCAL DISPONÍVEL PARA A IMPLEMENTAÇÃO DA ZHC.	61
FIGURA 5. 3 RELAÇÃO X:Y DOS TALUDES E FOLGA ACIMA DA SUPERFÍCIE DA ÁGUA.	63
FIGURA 5. 4 PERSPECTIVA DA ELEVACÃO DAS ZONAS DE TRATAMENTO EM RELAÇÃO À COTA DO TERRENO.	64
FIGURA 5. 5 PERFIL EM CORTE DAS MULTI-CAMADAS EM CADA ZONA DA ZHC.	64
FIGURA 5. 6 RELAÇÃO ENTRE A EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE CBO E A TEMPERATURA.	69
FIGURA 5. 7 RELAÇÃO ENTRE A EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DA CBO E A VELOCIDADE DE REDUÇÃO (K_{20}).	70
FIGURA 5. 8 RELAÇÃO ENTRE A EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DA CBO E A POROSIDADE DO MEIO SUPORTE.	71

ANEXO A

FIGURA A.A. 1 EQUIPAMENTO DE DESTILAÇÃO, PARA DETERMINAÇÃO DO AZOTO AMONIACAL.	95
FIGURA A.A. 2 BALÃO DE DESTILAÇÃO, NA DETERMINAÇÃO DO AZOTO AMONIACAL.	95
FIGURA A.A. 3 TITULAÇÃO DO DESTILADO COM ÁCIDO SULFÚRICO, PARA DETERMINAÇÃO DO AZOTO AMONIACAL.	95
FIGURA A.A. 4 ASPECTO DO BRANCO E DAS DILUIÇÕES APÓS DIGESTÃO, PARA DETERMINAÇÃO DO FÓSFORO TOTAL.	96
FIGURA A.A. 5 ASPECTO DO BRANCO E DAS DILUIÇÕES APÓS DIGESTÃO, PARA DETERMINAÇÃO DO FÓSFORO TOTAL.	96
FIGURA A.A. 6 EQUIPAMENTO DE FILTRAÇÃO POR VÁCUO, PARA DETERMINAÇÃO DOS SST.	96
FIGURA A.A. 7 EQUIPAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA CQO.	96
FIGURA A.A. 8 DEPOSIÇÃO APÓS FIXAÇÃO DO OXIGÉNIO DISSOLVIDO AO FIM DE 5 DIAS, PARA DETERMINAÇÃO DA CBO_5	97
FIGURA A.A. 9 ASPECTO DOS BRANCOS E DAS DILUIÇÕES APÓS FIXAÇÃO DO O_2 DISSOLVIDO, AO FIM DE 5 DIAS, PARA DETERMINAÇÃO DA CBO_5	97
FIGURA A.A. 10 TITULAÇÃO COM TIOSSULFATO DE SÓDIO 0,025 N ATÉ AMARELO CLARO, PARA DETERMINAÇÃO DA CBO_5	97
FIGURA A.A. 11 TITULAÇÃO COM INDICADOR DE IODO ATÉ AZUL-ESCURO, PARA DETERMINAÇÃO DA CBO_5	97

ANEXO C

FIGURA A.C. 1 BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA DA GANDRA E LINHAS DE ÁGUA VIZINHAS.	99
---	----

ANEXO D

FIGURA A.D. 1 CARTA DE SOLOS CLASSIFICADOS PELAS SUAS CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS (RAMOS, 2005).	102
FIGURA A.D. 2 TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO (H) DA BACIA DA RIBEIRA DA GANDRA EM FUNÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO USADO.	104

ÍNDICE DE QUADROS

CAPITULO 1

QUADRO 1. 1 CARGA POLUENTE (KG/HA.ANO) EM MEIOS URBANOS COM DIFERENTES DENSIDADES (EPA, 1999).	13
--	----

CAPITULO 3

QUADRO 3. 1 VANTAGENS E LIMITAÇÕES DAS ZHC'S.	26
QUADRO 3. 2 EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DE POLUIÇÃO POR MEDIDAS ESTRUTURAIS (EPA, 1999).	34

CAPITULO 4

QUADRO 4. 1 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA ÁGUA DA RIBEIRA DA GANDRA.	40
QUADRO 4. 2 ÍNDICE DE BIODEGRADABILIDADE E RELAÇÃO P/N.	44
QUADRO 4. 3 VALORES MÉDIOS DO COEFICIENTE C DA FÓRMULA RACIONAL EM ÁREAS URBANAS (VÁLIDOS PARA UM PERÍODO DE RETORNO, T ENTRE 5 E 10 ANOS) (LENCASTRE, 1992)... ..	47
QUADRO 4. 4 COEFICIENTE DE AJUSTAMENTO EM FUNÇÃO DO PERÍODO DE RETORNO (RAMOS, 2005).	48
QUADRO 4. 5 PARÂMETRO A EM FUNÇÃO DA ÁREA DA BACIA (LENCASTRE, 1992)... ..	50
QUADRO 4. 6 CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA PARA DIFERENTES TEMPOS DE RETORNO NA BACIA DA RIBEIRA DA GANDRA.	53
QUADRO 4. 7 DADOS PARA ESTIMATIVA DO CAUDAL DE BYPASS.	54

CAPITULO 5

QUADRO 5. 1 VOLUME DE CADA UMA DAS ZONAS DA ZHC.	62
QUADRO 5. 2 ÁREA DE CADA ZONA N DA ZHC.	63
QUADRO 5. 3 EFICIÊNCIAS OBTIDAS EM ZHC'S COM ESCOAMENTO SUPERFICIAL (EPA, 2000 ¹) (EPA, 2000 ²).	67
QUADRO 5. 4 DADOS PARA O CÁLCULO DAS EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DE CBO E RELAÇÃO DA REMOÇÃO COM A TEMPERATURA.	69
QUADRO 5. 5 DADOS PARA O CÁLCULO DAS EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DE CBO E RELAÇÃO COM A VELOCIDADE DE REDUÇÃO DE CBO.	70
QUADRO 5. 6 DADOS PARA O CÁLCULO DAS EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DE CBO E RELAÇÃO COM A POROSIDADE DO MEIO DE SUPORTE.	71
QUADRO 5. 7 ESTIMATIVA DA EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DAS SUBSTÂNCIAS ANALISADAS PARA O SISTEMA DE TRATAMENTO DIMENSIONADO.	72

CAPITULO 6

QUADRO 6. 1 TABELA RESUMO DA ESTIMATIVA ORÇAMENTAL.	77
QUADRO 6. 2 CUSTOS DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO ESTIMADOS NUMA BASE ANUAL.	80
QUADRO 6. 3 ESTIMATIVA E COMPARAÇÃO DOS CUSTOS DE EXPLORAÇÃO ENTRE UMA ETAR E A ZHC DE ERMESINDE.	81

ANEXO B

QUADRO A.B. 1 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE QUALIDADE REALIZADAS À ÁGUA PLUVIAL DA RIBEIRA DA GANDRA, DURANTE UM PERÍODO TÍPICAMENTE SECO.	98
--	----

QUADRO A.B. 2 DADOS DE QUALIDADE DA RIBEIRA DA GANDRA FORNECIDOS PELA ÁGUAS DE VALONGO, DURANTE UM PERÍODO TÍPICAMENTE HÚMIDO.	98
---	----

ANEXO C

QUADRO A.C. 1 CARACTERÍSTICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA DA GANDRA.	99
--	----

ANEXO D

QUADRO A.D. 1 MÉTODOS DE CÁLCULO PARA DETERMINAR O TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (T_c). 100	
QUADRO A.D. 2 CLASSIFICAÇÃO HIDROLÓGICA DE SOLOS SEGUNDO O SCS (RAMOS, 2005, ADAPTADO DE LENCASTRE E FRANCO, 1992).	102
QUADRO A.D. 3 NÚMERO DE ESCOAMENTO PARA REGIÕES URBANAS, SUBURBANAS E AGRÍCOLAS (RAMOS, 2005, EXTRAÍDO DE CORREIA, 1984).	103

ANEXO F

QUADRO A.F. 1 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DA CONSTRUÇÃO CIVIL ENVOLVIDA NA IMPLANTAÇÃO DA ZHC.	106
QUADRO A.F. 2 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DOS EQUIPAMENTOS ENVOLVIDOS NA IMPLANTAÇÃO DA ZHC.	109
QUADRO A.F. 3 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DOS CIRCUITOS HIDRÁULICOS ENVOLVIDOS NA IMPLANTAÇÃO DA ZHC.	110
QUADRO A.F. 4 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL DAS INSTALAÇÕES ELÉCTRICAS ENVOLVIDAS NA IMPLANTAÇÃO DA ZHC.	111

SIMBOLOGIA

a, b – parâmetros função da região pluviométrica e período de retorno [adimensional]

A_n – área da zona n da ZHC [L^2]

A – área total da bacia hidrográfica/ de drenagem [L^2]

A_t – área total que as zonas da ZHC irá ocupar [L^2]

CO – carga orgânica [$M.L^{-2}.T^{-1}$]

C_f – coeficiente de ajustamento [adimensional]

C_d – coeficiente de descarga [adimensional]

C – coeficiente de escoamento superficial [adimensional]

CBO_i – concentração de CBO à entrada, no afluente [$M.L^{-3}$]

CBO_o – concentração de CBO à saída, no efluente [$M.L^{-3}$]

C_i – concentração de um parâmetro no caudal afluente [$M.L^{-3}$]

C_o – concentração de um parâmetro no caudal efluente [$M.L^{-3}$]

C_{final} – concentração final após diluição [$M.L^{-3}$]

$C_{média}$ – concentração média [$M.L^{-3}$]

C_{em} – cota da extremidade do curso de água principal da bacia hidrográfica [L]

C_s – cota da secção de estudo [L]

CN – nº de escoamento da bacia hidrográfica (*curve number*) [adimensional]

D – diâmetro da conduta [L]

f_d – factor de diluição [adimensional]

g – aceleração gravítica [$L.T^{-2}$]

h' – altura do descarregador [L]

h – altura de precipitação máxima [L]

H_b – altura média da bacia hidrográfica [L]

h_0 – perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar o escoamento, devido à intercepção, retenção e infiltração [L]

h_d – precipitação em 24 horas para o período de retorno de 2 anos [L]

h_u – precipitação útil [L]

H_n – profundidade útil da zona n da ZHC [L]

i_m – declive médio do curso de água principal [$L.L^{-1}$ ou %]

i – inclinação da conduta [%]

I_u – intensidade da precipitação útil [$L.T^{-1}$]

I – intensidade média correspondente ao valor máximo de precipitação para determinada frequência de ocorrência, com duração igual ao tempo de concentração da bacia [$L.T^{-1}$]

k – factor de ponta [adimensional]

K_c – coeficiente de compacidade [adimensional]

K_f – factor de forma [adimensional]

K_{20} – velocidade de redução da CBO, a 20 °C [T^{-1}]

K_T – velocidade de redução da CBO, à temperatura T de projecto [T^{-1}]

l – largura do descarregador [L]

L – extensão do curso de água principal [L]

L_t – extensão total dos cursos de água da bacia hidrográfica [L]

n – nº da zona da ZHC [adimensional]

P_s – percurso médio de escoamento superficial [L]

P – perímetro da bacia hidrográfica [L]

Q – caudal [$L^3.T^{-1}$]

Q_p – caudal de ponta de cheia [$L^3.T^{-1}$]

$Q_{projecto}$ – caudal máximo admissível para as zonas de tratamento [$L^3.T^{-1}$]

$Q_{médio}$ – caudal médio [$L^3.T^{-1}$]

$Q_{diluído}$ – caudal diluído [$L^3.T^{-1}$]

S_{mr} – capacidade máxima de retenção [L]

t – duração da precipitação correspondente [T]

t_r – duração da precipitação útil [T]

t_e – tempo de atraso [T]

t_c – tempo de concentração [T]

t'_c – tempo de concentração para bacias rurais [T]

t_p – tempo de crescimento do hidrograma ou tempo para a ponta [T]

t_0 – tempo que decorre até terminarem as perdas iniciais [T]

T – período de retorno [T]

T – temperatura [θ]

TRH_t – tempo de retenção hidráulica total [T]

TRH_n – tempo de retenção hidráulica da zona n da ZHC [T]

V_n – volume da zona n da ZHC [L^3]

V_t – volume total ocupado pelas zonas da ZHC [L^3]

α – parâmetro função da área da bacia [adimensional]

ε - porosidade do meio de suporte [adimensional]

ε_n – porosidade útil de cada zona n da ZHC [adimensional]

λ - densidade de drenagem [$L.L^{-2}$]

ΔH – diferença de cotas do talvegue entre a extremidade e a secção de estudo [L]

μ – factor que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia [adimensional]

SIGLAS UTILIZADAS

AEA: Agência Europeia do Ambiente

ARH: Administração de Região Hidrográfica

BMP: Best Management Practices

CBO: Carência bioquímica de oxigénio

CO₂: Dióxido de Carbono

COT: Carbono Orgânico Total

CQO: Carência química de oxigénio

Cu: Cobre

EPA: *U.S. Environmental Protection Agency* (Agência de Protecção do Ambiente)

ETA: Estação de Tratamento de Água

ETAR: Estação de Tratamento de Águas Residuais

FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FS: Fósforo solúvel

FT: Fósforo total

INAG: Instituto Nacional da Água

LES: Laboratório de Engenharia Sanitária

LIDP: *Low Impact Development Practices*

MUAD: Meio urbano alta densidade

MUBD: Meio urbano de baixa densidade

MUMD: Meio urbano de média densidade

ND: Não disponível

NTK: Azoto Kjeldahl total

NURP: *Nationwide Urban Runoff Program*

PAH's: Polycyclic Aromatic Hydrocarbons ou hidrocarbonetos aromáticos policíclicos

Pb: Chumbo

PCB's: Polychlorinated Biphenyls ou bifenis policlorados

PEAD: Polietileno de alta densidade

PRFV: Plástico reforçado em fibra de vidro

PVC: Policloreto de vinilo

SCS: Soil Conservation Service

SST: Sólidos suspensos totais

TRH: tempo de retenção hidráulica

VLE: Valor limite de emissão

VMA: Valor máximo admissível

ZHC: Zona Húmida Construída

ZHN ou ZH: Zona Húmida Natural

Zn: Zinco

PREÂMBULO

Num tecido urbano, a resposta às necessidades vitais do Homem e a disponibilidade dos recursos hídricos são semelhantemente alteradas, até que o ciclo natural da água passa a contar com intervenção humana e constituir o ciclo urbano da água. Este inclui recolha, transporte, e tratamento da água contida nas reservas naturais, que após utilização se transforma em água residual.

No entanto, não são apenas as formas directas de produção de efluentes que são capazes de causar efeitos poluentes. Não nos podemos esquecer que todos, nas mais comuns actividades disponibilizamos substâncias para serem varridas pela chuva, cuja carga poluente individual se pode pensar desprezável, mas cuja convergência de todas as formas individuais nas redes de drenagem, é garantidamente poluente.

Como o destino final das águas pluviais são os cursos de água, estas quando poluídas podem comprometer a qualidade e disponibilidade dos recursos hídricos.

A evolução dos sistemas de gestão de águas pluviais conta que no passado, as águas residuais eram drenadas juntamente com as águas pluviais através de valas abertas, ou mais recentemente através de condutas no intitulado sistema combinado. Nos últimos anos evoluiu-se de uma etapa de simples urbanização e soluções rápidas, para uma etapa de gentrificação/enriquecimento urbano em que a expansão demográfica é completada com a adopção de soluções “verdes”.

Tem-se apostado em soluções diferentes das tradicionais redes de drenagem e descarga directa nos meios hídricos e/ou tratamento nas convencionais ETAR. Começam a surgir algumas transformações: as típicas sarjetas de cimento e concreto são substituídas por valas vegetais de infiltração, surgem também sistemas complexos de retenção, e a simulação das condições de tratamento natural das Zonas Húmidas, entre outras.

ÂMBITO E OBJECTIVOS DO PROJECTO EM AMBIENTE EMPRESARIAL

O projecto desenvolvido teve como objectivo específico, a elaboração de um procedimento geral para dimensionamento e construção de biobarreiras para controlo da poluição originada pelas águas pluviais urbanas. E os seguintes objectivos gerais:

- (1) Identificação e caracterização qualitativa do potencial de poluição das águas pluviais urbanas;
 - (2) Compilação de medidas práticas para a mitigação da poluição associada às águas pluviais urbanas;
-

- (3) Elaboração de estratégias de controlo da poluição de águas pluviais urbanas;
- (4) Estudo de viabilidade técnica e económica das biobarreiras (sistemas naturais) destinadas ao controlo de poluição em Portugal;
- (5) Elaboração de um projecto de biobarreiras para controlo de poluição não pontual/difusa num troço do rio Leça.

APRESENTAÇÃO DA INSTITUIÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DO PROJECTO EM AMBIENTE EMPRESARIAL

O Projecto em Ambiente Empresarial foi realizado com o apoio conciliado entre as instalações e recursos humanos da Águas de Valongo – Grupo *Veolia Water* e a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.



O Grupo *Veolia Water* encontra-se desde Novembro de 2000, com contrato assinado para gerir e explorar durante 36 anos, os Sistemas de Abastecimento de Água para Consumo Público e de Recolha, Tratamento e Rejeição de Efluentes, no Concelho de Valongo.



Este grupo funciona segundo um modelo de gestão em forma de concessão, que constitui um modelo de gestão público-privado, com regras explícitas das responsabilidades das entidades envolvidas.

A *Compagnie Générale des Eaux (Portugal)* é a empresa que pertence à *Veolia Water* e que promove as áreas de negócios da Águas de Valongo.

Estas no sentido de melhorar a qualidade dos seus serviços e cumprir a sua Política de Ambiente, Qualidade e Segurança, têm vindo a implementar um processo de melhoria contínua através do seu Sistema de Gestão da Qualidade. Nessa Política assumem o compromisso da melhoria contínua da qualidade dos seus processos, produtos e serviços, do seu desempenho ambiental e da segurança das pessoas e bens, como contributo decisivo para um desenvolvimento sustentável.

Todos os colaboradores a trabalhar em nome da empresa assumem uma conduta e profissionalismo compatível com a Política da empresa.

No âmbito do projecto desenvolvido foram disponibilizados recursos e meios do Gabinete de Qualidade, do Gabinete de Desenho e do Gabinete das Águas Parasitas, na Sede da Águas de Valongo.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 O CICLO HIDROLÓGICO E O ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Como parte do ciclo hidrológico, as gotículas de água que pela reunião de um conjunto de condições (turbulência, saturação, altitude, núcleos de instabilidade atmosférica ...) se encontram disponíveis para precipitar, podem juntar-se a uma linha de água e devido aos solos porosos e vegetação densa das paisagens naturais, são retidas e lentamente infiltradas.

Factores como características topográficas (curvas de nível, perfil longitudinal do rio, ...), geológicas (o tipo e textura do solo definem a permeabilidade) e vegetais (a vegetação reduz a velocidade de escoamento e fenómenos de erosão) influenciam a infiltração.

No entanto, as paisagens urbanas alteram significativamente o ciclo hidrológico e por conseguinte o escoamento superficial. Passeios, vias rodoviárias, parques de estacionamento, edifícios e telhados, impermeabilizam a superfície terrestre e retardam a infiltração. Esgota-se a capacidade natural do solo em reter e infiltrar a água e dá-se lugar à formação de volumes anormais de escoamento, erosão, transbordo e obstrução dos sistemas de drenagem pluvial.

Parte da chuva que numa paisagem natural, seria absorvida e evapotranspirada, ou infiltrada no subsolo para reforçar as reservas subterrâneas, é em meio urbano parcialmente convertida em escoamento (Figura 1.1).

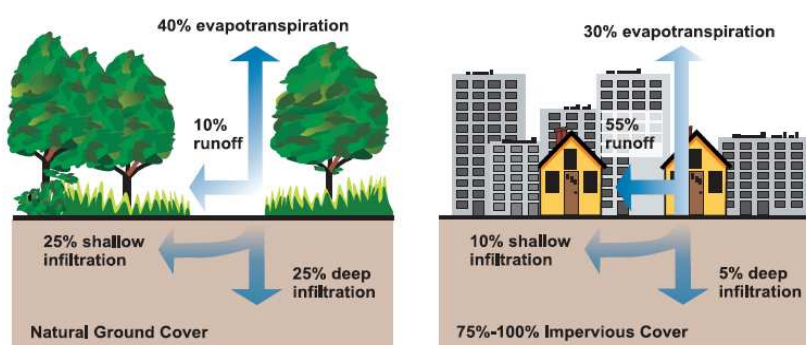


Figura 1. 1 Comparação entre escoamento superficial numa paisagem natural e em meio urbano (EPA, 2003).

Em condições hidrológicas semelhantes, o comportamento das linhas de água altera-se em função da impermeabilização indevida do solo, como por exemplo construções, dando

origem a uma mudança na linha do leito de cheia. Podem assim ocorrer cheias, que apesar de serem um fenómeno natural, provocam consequências: perda de vidas humanas, danos em ecossistemas frágeis, e prejuízos em propriedade privada e infra-estruturas.

O escoamento em meio urbano arrasta consigo poluentes, cujo destino pode ser a linha de água mais próxima, ou o sistema separativo de drenagem de águas pluviais (transporta água pluvial através de uma rede de condutas em superfície livre para a linha de água) ou o sistema combinado de drenagem (com convergência de águas pluviais e águas residuais, tratadas em ETAR antes de serem lançadas nas linhas de água). Estes tipos de percurso significam um maior volume de água eventualmente poluída sem ser filtrada pelo solo e vegetação.

Inicialmente, os sistemas separativos de drenagem de águas pluviais eram construídos com a preocupação única de desviar a chuva para os meios receptores e evitar cheias, sem prever qualquer preocupação com os efeitos que teriam no ambiente.

1.2 POLUIÇÃO ASSOCIADA AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO

Os caudais superficiais atingidos durante épocas de cheia, em meios urbanos impermeáveis, não são o único problema, existe também a degradação que os poluentes arrastados com a água pluvial exercem sobre as massas de água superficiais. Essa poluição pode ser do tipo pontual e/ou não-pontual ou difusa.

Diz-se pontual, quando as águas pluviais são descarregadas para o meio receptor, em pontos de concentração bem identificados. Trata-se de poluição recorrente. Enquanto que a não-pontual tem carácter imprevisível e pode ser favorecida pelo sistema natural de drenagem aliado a situações ilícitas ou desconhecimento por parte dos cidadãos.

Alguns poluentes são naturalmente misturados com a água da chuva, e outros são descarregados deliberadamente, ou são resultado de ligações ilícitas de águas residuais ao sistema de drenagem pluvial. As ligações ilícitas não identificadas ou as descargas ilegais de substâncias são exemplos de poluição não pontual.

Dada a natureza difusa das descargas de águas pluviais, torna-se difícil quantificar qual a poluição presente nas massas de água que é unicamente atribuível às águas pluviais.

Os poluentes que podem estar presentes nas águas pluviais são vários e com diferentes origens. Os sedimentos, os nutrientes, materiais oxidáveis e organismos patogénicos são os mais convencionais.

➤ Sedimentos: são, em volume e em peso, um dos poluentes mais comuns nas águas pluviais urbanas. Locais onde decorrem obras de construção civil, movimentação de terras e

escavação da camada superior do solo, e com a superfície do solo exposta, são as principais origens. Outros podem provir da exaustão dos gases de escape dos automóveis e dos resíduos de pneus e travões que se acumulam e aderem à estrada, da fuligem das chaminés das indústrias, etc.

Quando acumulados não só são esteticamente desagradáveis, como também se associam à concentração de outros contaminantes, que tendem a agregar-se à sua superfície.

Elevadas quantidades de sedimentos representam impactes ao nível dos ecossistemas aquáticos: aumenta a turvação da água, dificultando a penetração da luz solar em profundidade e impedindo a fotossíntese de algas e plantas aquáticas; ao atingirem o fundo de bacias podem acumular-se sobre áreas de nidificação; podem acumular-se nas guelras de peixes, sufocando-os e dando origem à mortalidade de cardumes.

➤ Matéria oxidável: é uma grande percentagem da fracção orgânica que chega às águas pluviais urbanas, tais como, resíduos animais, vegetais (folhas e aparas de relva), domésticos (restos de alimentos e de quintais), e algumas substâncias químicas.

A sua degradação e transformação consome oxigénio dissolvido presente na água e portanto representa um défice para a manutenção da vida aquática. Espécies como o *Salmo salar* (salmão) e o *Salmo trutta* (truta) são particularmente sensíveis.

Os ecossistemas existentes em locais cujo arejamento superficial por acção do vento é menor são ainda mais sensíveis a estas substâncias. Uma grande torrente com elevada quantidade de matéria orgânica é especialmente crítica.

Estas substâncias são avaliadas através da Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO), da Carência Química de Oxigénio (CQO) e do Carbono Orgânico Total (COT).

➤ Nutrientes: na água pluvial urbana podem estar presentes nutrientes, como o azoto e o fósforo, provenientes da exposição de fertilizantes aos factores atmosféricos, de resíduos animais, de resíduos vegetais, de substâncias químicas como detergentes e derivados, de substâncias como o ortofosfato presentes nos gases de escape de automóveis, entre outros.

São fundamentais para o crescimento das plantas, mas em quantidades excessivas, estimulam o crescimento exponencial de algas. O resultado imediato é a eutrofização das massas de água, e:

(1) proliferação das algas sobre a superfície da água impedindo a penetração da luz solar, a troca de gases entre a atmosfera e a água e a realização da fotossíntese;

- (2) anaerobiose devido à elevada densidade de bactérias heterotróficas, que consomem O_2 dissolvido;
- (3) formação de condições redutoras e transformação de compostos no estado reduzido, causando problemas de toxicidade e maus cheiros;
- (4) degradação da qualidade da água e toxicidade aquática por acção de algumas formas de nutrientes (exemplo, a amónia) quando sujeitas a variações de pH e temperatura;
- (5) toxicidade por produtos do metabolismo das algas, como toxinas de cianobactérias;
- (6) e impactes ao nível do condicionamento de actividades de recreio e balneares.

A concentração de nutrientes pode ser avaliada pela concentração de nitrato, nitrito; azoto Kjeldahl total (NTK); e fósforo total.

Locais onde se acumulam grandes quantidades de sedimentos, são associados a grandes quantidades de nutrientes, tal explica-se pela elevada capacidade de adsorção dos sedimentos. Esta associação é evidente nos gráficos da Figura 1.2.

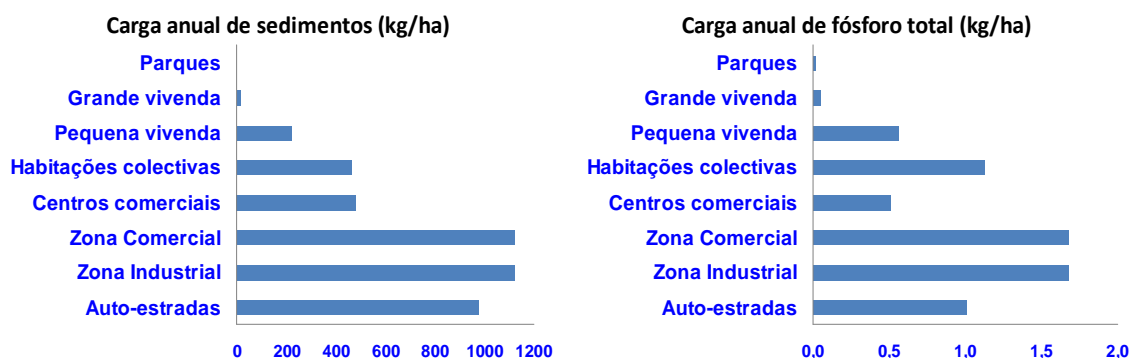


Figura 1. 2 Carga anual de sedimentos e fósforo total, por origem (U.W.E., 1997).

➤ Organismos patogénicos: agentes microbiológicos, como bactérias, vírus, protozoários e parasitas, capazes de disseminar doenças por ingestão, inalação, confecção de alimentos, higiene e contacto dérmico com a água. Este tipo de poluição pode colocar a saúde pública em risco e como tal restringir o uso recreativo dos recursos hídricos. Esse risco deveria ser reduzido porque a água pluvial raramente deveria contactar com água residual.

Estes organismos podem aparecer nas águas pluviais por erosão e arrastamento quando se encontram fisicamente disponíveis no solo. Resíduos de animais domésticos e de pecuária, as fezes de aves, a descarga sanitária de barcos/navios e marinas presentes ao longo dos rios, e falhas ou ligações incompletas à rede de saneamento, entre outras.

➤ Substâncias tóxicas: substâncias que podem causar mortalidade, doenças, alterações genéticas, efeitos sobre a reprodução, gestação e desenvolvimento humano. Metais pesados, pesticidas, PCB's (*Polychlorinated biphenyls* ou bifenis policlorados) e PAH's (*Polycyclic aromatic hydrocarbons* ou hidrocarbonetos aromáticos policíclicos) são algumas das substâncias que apresentam carácter tóxico.

Os metais pesados são compostos inorgânicos tóxicos, como o chumbo, o zinco, o cobre e o cádmio. São o tipo de toxicidade melhor estudada e com os efeitos melhor documentados. As principais origens no meio urbano são as áreas industriais, os produtos de exaustão do tráfego automóvel, a deterioração de tintas, a deposição atmosférica e corrosão de superfícies metálicas.

Os pesticidas constituem compostos orgânicos tóxicos, que incluem os herbicidas, insecticidas, fungicidas e rodenticidas. Apesar do uso de muitos destes ser actualmente restrito, continuam a aparecer elevadas concentrações na água. Tal é explicado pela facilidade de evaporação e inclusão de novo no ciclo hidrológico.

Os PAH's contam com um vasto número de grupos de anéis aromáticos com apenas carbono e hidrogénio. São compostos orgânicos tóxicos, como o fenantreno, o pireno e o benzo(a)pireno. Podem ser encontrados como sub-produtos da combustão incompleta de automóveis e incineradores, ou como constituintes de combustíveis, asfalto e substâncias químicas preservantes usadas no tratamento de madeiras. São altamente cancerígenos e não bioacumuláveis.

E os PCB's são altamente estáveis e bioacumuláveis, e portanto não se degradam facilmente no ambiente e tendem a ser retidos e absorvidos pelos tecidos adiposos, com o prolongamento dos seus efeitos ao longo da cadeia alimentar. A principal fonte deste tipo de poluição é a lixiviação de alguns resíduos industriais: lâmpadas fluorescentes, capacitores eléctricos, isolamento de transformadores eléctricos, lubrificantes e colantes.

➤ Poluição térmica: resultante da exposição de superfícies impermeáveis opacas à luz solar, como as vias rodoviárias e telhados. Responsável por um acréscimo pouco significativo da temperatura das águas pluviais que sobre essas superfícies corre. Fornece às águas pluviais, maior resistência à solubilidade de gases dissolvidos, como o O₂. Quando este, por interferência da temperatura, não se encontra disponível, afecta negativamente a taxa respiratória dos organismos aquáticos. A Figura 1.3 mostra que quantas mais superfícies impermeáveis existirem, maior é o aumento de temperatura introduzido nas águas pluviais.

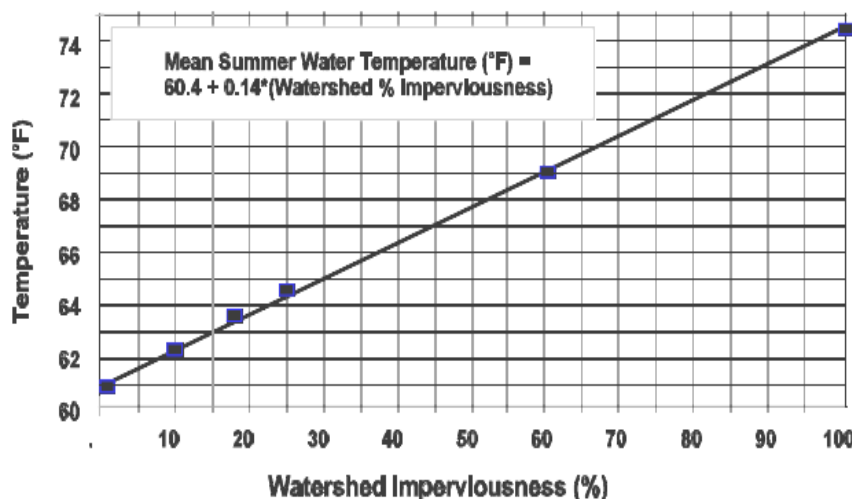


Figura 1. 3 Relação entre a impermeabilização da superfície terrestre e a temperatura da água (EPA, 1999).

1.3 IMPACTES ASSOCIADOS AO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO

Da drenagem superficial da chuva em meio urbano, podem resultar entre outros, os seguintes impactes sobre o Ambiente:

(1) Impactes provocados no meio receptor devido ao volume do escoamento superficial

Ocorre em grande parte devido à impermeabilização dos meios urbanos. Quanto maior o grau de desenvolvimento do meio, maior será a impermeabilização e menor a capacidade de infiltração, menor a possibilidade de absorção e evapotranspiração pelas plantas, e maior o fluxo e volume do escoamento superficial.

Inundações, erosão, perda de habitats sensíveis e efeitos na recarga subterrânea de aquíferos, são os principais impactes sobre o meio receptor.

(2) Impactes provocados nos habitats devido a alterações na quantidade, qualidade e volume da água do escoamento superficial urbano

A integridade biológica dos ecossistemas existentes ao longo das linhas de água pode ser afectada pela acção de vários factores, entre os quais a acumulação de sedimentos e a poluição que se agrega a esses sedimentos, o aumento do fluxo de drenagem das águas pluviais, o aumento da temperatura da água, diminuição do O_2 dissolvido, erosão, etc.

(3) Impactes provocados na saúde pública devido à ingestão ou contacto com a água do escoamento superficial poluída por organismos patogénicos

Elevadas concentrações de organismos patogénicos nas linhas de água, que fluem até zonas costeiras, resultam na interdição de zonas balneares para recreio, para salvaguarda da saúde pública. Moluscos, mariscos e crustáceos são espécies com tendência para bioacumular poluentes e depois transmitir os seus efeitos através da cadeia alimentar.

(4) Impactes provocados sobre a paisagem

Apesar deste impacte ser de difícil quantificação, ele é bastante perceptível pelo público em geral. Alguns exemplos deste tipo de impacte são a acumulação de sedimentos, a erosão dos leitos das linhas de água, a eutrofização da água, etc.

1.4 DIRECTIVAS DA COMUNIDADE EUROPEIA E EXEMPLOS REAIS

No sentido de participar na construção de um desenvolvimento sustentável, no que concerne aos recursos hídricos e seus usos, surgem:

- *Directiva 91/271/CEE do Conselho, de 21 de Maio de 1991*, mais conhecida como Directiva “Águas Residuais Urbanas”, relativa ao tratamento de águas residuais urbanas, com a principal disposição de implementar sistemas colectores de águas residuais obrigatoriamente ligados a sistemas de tratamento. Em caso de impossibilidade de suporte de custos, prevê a implementação de sistemas naturais e económicos, que assegurem um nível de protecção do Ambiente idêntico ao obtido com os sistemas convencionais. Esta Directiva foi mais tarde alterada pela Directiva 98/15/CE da Comissão, de 27 de Fevereiro de 1998.

A transposição para a legislação nacional aconteceu primeiro pelo Decreto-Lei nº 152/97 de 19 de Junho, mais tarde renovado com o Decreto-Lei nº 348/98, de 9 de Novembro, onde são fixados critérios para o processo de recolha, tratamento e descarga de águas residuais.

- *Directiva 2000/60/CEE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Outubro* (Directiva-Quadro da Água), que estabelece um enquadramento para a protecção das águas de superfície, de transição, de águas costeiras e subterrâneas, através das medidas necessárias a fim de alcançar um bom potencial ecológico e um bom estado químico das águas de superfície, 15 anos depois da entrada em vigor da presente Directiva.

A Lei da Água (Decreto-Lei nº 58/ 2005, de 29 de Dezembro) corresponde à formalização da transposição da Directiva para a legislação portuguesa, onde se estabelecem bases e o quadro institucional para a gestão sustentável da água.

Nesta sequência, a construção de uma estrutura que permita atenuar a poluição das águas pluviais em meio urbano, como o caso de biobarreiras, surge como uma conjugação das disposições das duas Directivas. Constituem assim soluções naturais e económicas, utilizadas para atenuar a carga poluente e portanto assegurar a qualidade das águas superficiais.

A Agência Europeia do Ambiente (AEA) disponibiliza alguns dados de qualidade das águas superficiais, entre eles a carência bioquímica de oxigénio ao fim de 5 dias, nitratos, ortofosfato e fósforo total, que são monitorizados através de estações fixas em alguns rios que atravessam países europeus. Dado que as águas pluviais constituem potencial poluente das águas superficiais, é importante ter um conhecimento do seu estado actual.

Para Portugal, em que apenas existem dados relativos à CBO₅, comparativamente com outros países a qualidade dos rios portugueses não é a melhor, contando com rios que se incluem em diferentes padrões de qualidade.

De uma forma geral, os países que apresentam melhores resultados são a Noruega, Áustria, Suécia e Finlândia, enquanto que a Grécia, Chipre e República da Macedónia possuem mais casos de rios de menor qualidade. No entanto, esta análise é relativizada porque os resultados apresentados nos gráficos das Figuras 1.4 a 1.7 são influenciados pelo nº de estações instaladas nos rios de cada país.

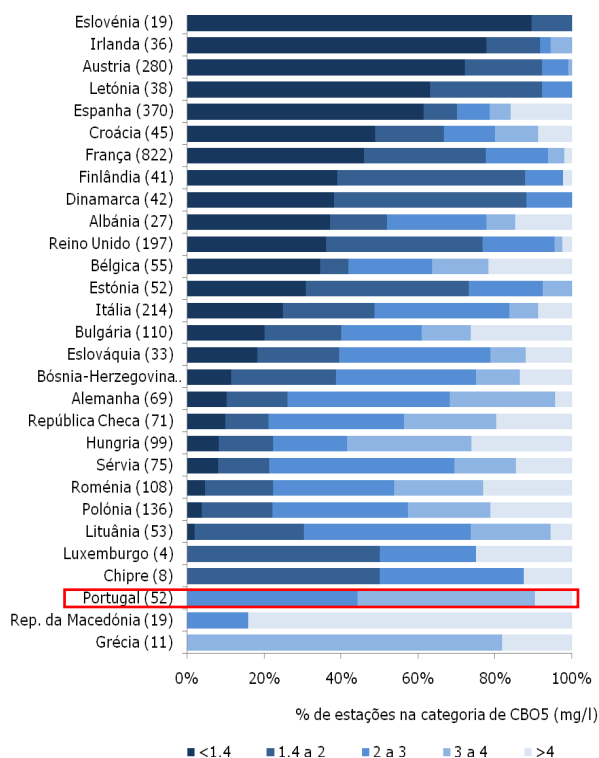


Figura 1. 5 Carência bioquímica de oxigénio ao fim de 5 dias nos rios de países europeus.

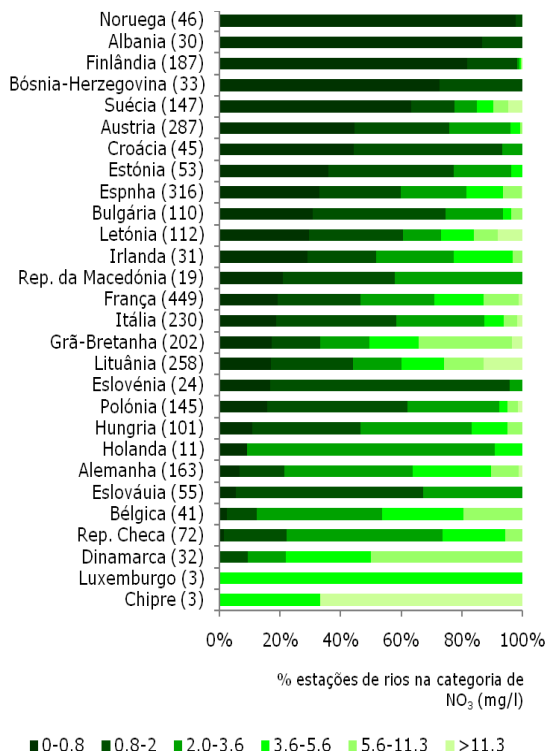


Figura 1. 4 Concentração de NO₃ nos rios dos países europeus.

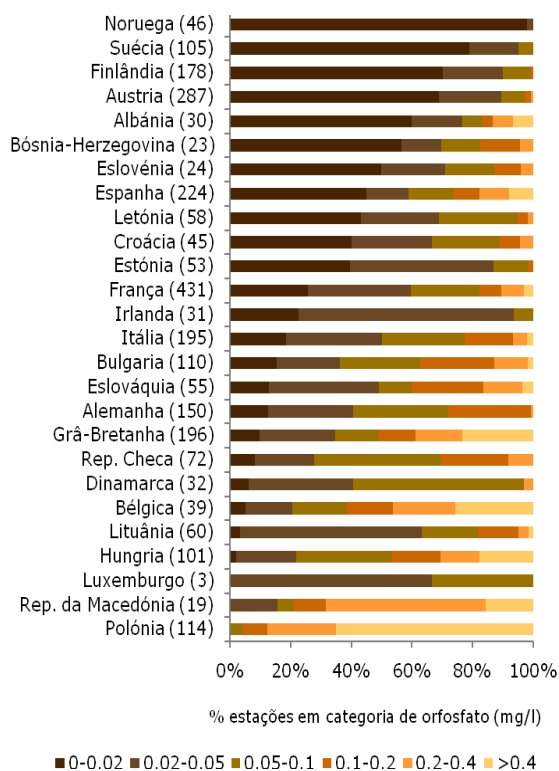


Figura 1. 7 Concentração de ortofosfato nos rios de países europeus.

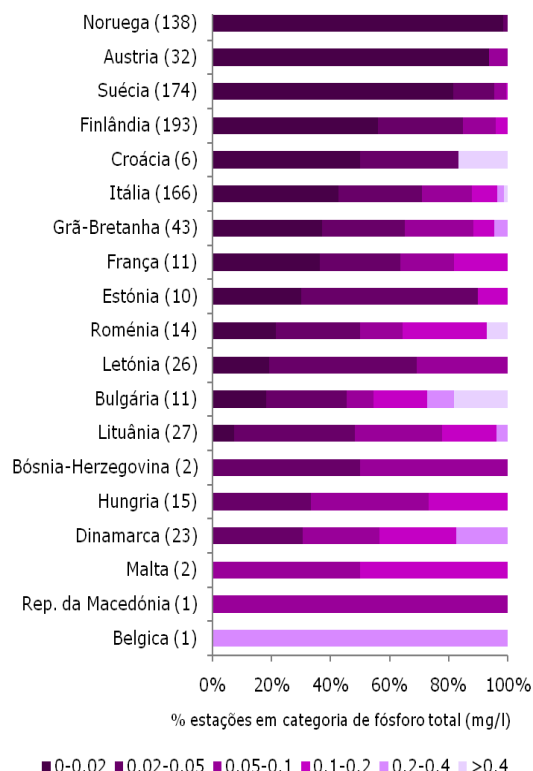


Figura 1. 6 Concentração de fósforo total nos rios de países europeus.

A título de um exemplo real, refere-se um estudo realizado pela *Nationwide Urban Runoff Program* (NURP), em que para um conjunto de 28 projectos, com mais de 81 locais específicos (mas não divulgados), foram analisados os seguintes parâmetros: sólidos suspensos totais (SST), carência bioquímica de oxigénio (CBO), carência química de oxigénio (CQO), fósforo total (FT), fósforo solúvel (FS), azoto Kjeldahl total (NTK), nitratos e nitritos ($\text{NO}_2 + \text{NO}_3$), cobre (Cu), chumbo (Pb) e zinco (Zn).

Uma das principais conclusões deste estudo foi a prova que existe uma relação entre a densidade de um meio urbano e a carga poluente associada às águas pluviais. Os resultados são expostos no Quadro 1.1.

Quadro 1. 1 Carga poluente (kg/ha.ano) em meios urbanos com diferentes densidades (EPA, 1999).

	SST	FT	TKN	$\text{NO}_2 + \text{NO}_3 - \text{N}$	CBO	CQO	Pb	Zn	Cu
MUAD	470,74	1,12	4,71	2,24	30,26	190,54	0,90	0,78	0,03
MUMD	212,95	0,56	2,80	1,57	14,57	80,70	0,22	0,22	0,16
MUBD	11,21	0,04	0,03	0,11	ND	ND	0,01	0,04	0,01

Legenda: MUAD: Meio urbano alta densidade, MUMD: Meio urbano de média densidade, MUBD: Meio urbano de baixa densidade, ND: Não disponível

CAPÍTULO 2

2 ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

2.1 EVOLUÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

A evolução das estratégias de gestão das águas pluviais está desde sempre associada a padrões de desenvolvimento social e económico. Actualmente, ainda é possível observar algumas das estratégias mais antigas, nos países com padrões de desenvolvimento carenciados.

No final do século XIX e em meados do século XX, as águas pluviais nos meios urbanos eram geridas com base no que era praticado no meio rural. Começou por se aplicar a ideia de que todos os efluentes deviam ser transportados em valas abertas tal como nas quintas e fazendas, em que todos os tipos de efluentes se misturavam.

Com a expansão demográfica nas cidades e a ocorrência de inundações, procurou-se a próxima solução: o transporte através de condutas. Os efluentes eram directamente enviados da origem para a linha de água mais próxima. No entanto, a descarga directa em linhas de água, comprometia a saúde pública das populações que a jusante faziam captação para consumo. Estaríamos a percorrer o denominado período *higienista*. Este caracterizou-se por um ciclo de contaminação, em que as cidades a montante contaminavam a água das cidades localizadas a jusante. Neste sentido surgiu o tratamento de águas residuais, no entanto o tratamento combinado de águas pluviais e residuais, veio revelar-se economicamente inviável.

A próxima solução foi a separação do escoamento superficial através dos sistemas de drenagem de águas pluviais para a linha de água mais próxima. Cerca de 1970 surgem vários métodos de dimensionamento hidrológico, a acrescentar ao mais antigo de todos e que prevalece até aos dias de hoje, o método racional. Começaram então a surgir evidências de inundações em zonas ribeirinhas e erosão das margens dos rios.

As bacias de retenção, que armazenam água pluvial durante uma chuva intensa, até esta secar, permitem efectivamente reduzir picos de caudais de cheia. É com base nisto que passaram a ser aplicadas como medida de redução de inundações, muito embora apenas reduzam o problema localmente, uma vez que se trata duma solução total para picos e parcial para o escoamento. Estas medidas marcaram o período, desde 1970 a 1990, como o denominado período *correctivo*, muito direccionadas para actuar sobre a quantidade.

A partir de 1990, mesmo existindo poucos dados, começa-se a duvidar da qualidade das águas pluviais e a questionar qual a carga poluente que elas possam transportar. Começa-se por tentar estabelecer critérios de definição de qualidade, através de regulamentos e normas, cujo grande problema foi a clarificação dos limites a partir dos quais se pode considerar que a água é de qualidade.

Iniciam-se programas e planos de gestão dos recursos hídricos à escala da bacia hidrográfica, porque torna-se cada vez mais clara a ideia de que tudo o que acontece na área da bacia hidrográfica tem impacte sobre a mesma.

Por esta altura, entramos no período *sustentável*, que se justifica pela recorrência ao planeamento da ocupação do meio urbano, com os objectivos de: devolver ao meio uma aproximação das suas características originais de escoamento superficial e controlar as fontes de poluição difusa. No decorrer destes objectivos, surgem várias soluções associadas a várias denominações como: *Low Impact Development (LID)*, *Green Infrastructure*, *Better Site Design*, *Conservation Development*, *Zero Discharge*, *Sustainable Development*, *Multiobjective Floodplain Management*, e por aí além (DEBO, 2003).

Apesar das práticas do período sustentável requererem maiores conhecimentos técnicos, o seu custo final é inferior ao das medidas mais antigas. O transporte em condutas (uma das medidas mais antigas) tende a representar custos 6 a 10 vezes maiores que a detenção de picos de cheia (medida intermédia na escala temporal), e os custos das medidas de infiltração (medida mais recente) tendem a ser ainda 25% inferiores aos custos das medidas de detenção (TUCCI, 2005).

Na Figura 2.1 encontra-se um esquema que relaciona a escala de actuação das medidas de controlo da poluição nas águas pluviais urbanas, com a escala temporal. O controlo da poluição nas águas pluviais era realizado a um nível mais disperso (regional) e tende cada vez mais a focar-se nas origens da carga poluente e a agir preventivamente.

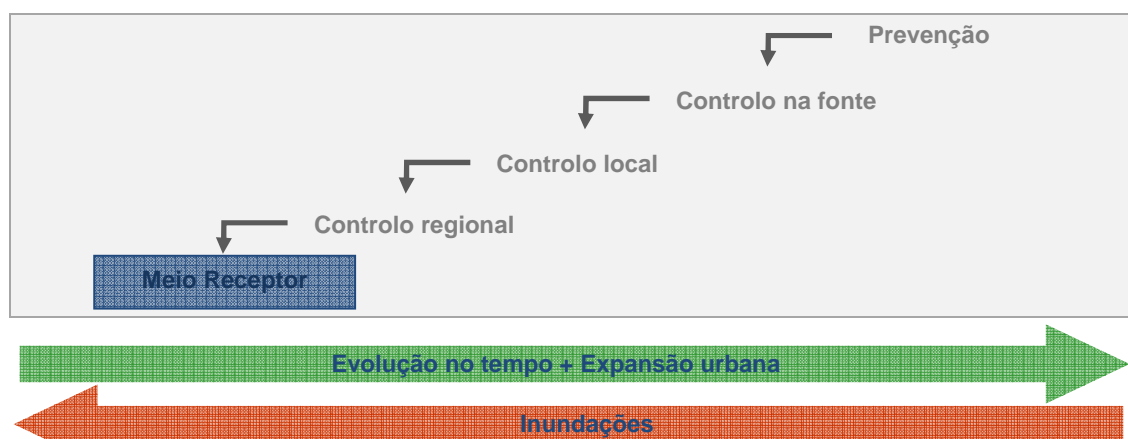


Figura 2. 1 Evolução das estratégias de gestão de águas pluviais (TUCCI, 2005).

2.2 ETAPAS DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

A melhor estratégia é especialmente concebida, específica e dependente das características locais e da carga poluente envolvida.

Uma gestão adequada das águas pluviais urbanas deve ser combinada de forma a integrar as soluções e limites impostos por regulamentos e legislação (por exemplo, a Lei Quadro da Água e Decreto-Lei nº 236/98 de 1 de Agosto), com as melhores práticas de gestão (*Best Management Practice* - BMP) e com os processos de tratamento convencionais para outras águas com diferentes origens.

As BMP's são um conjunto de técnicas, medidas e estruturas, desenvolvidas a pensar na gestão do escoamento superficial urbano e seus impactes, sempre através da selecção das opções com a melhor relação custo-benefício. Existem duas valências deste tipo de práticas: as medidas estruturais e as medidas não-estruturais.

As medidas mais perceptíveis pela população são normalmente as estruturais, que são desenvolvidas por engenheiros/projectistas, e cujo resultado é uma estrutura construída. Têm como objectivo controlar o fluxo de escoamento superficial e/ou corrigir as características físicas, químicas e biológicas da água. Podem ser aplicadas no ponto de concentração de efluentes, ao longo dos meios receptores ou integradas nos sistemas de drenagem. Actuam de forma correctiva.

Por outro lado, as medidas não estruturais baseiam-se na aplicação de planos, acções de sensibilização da população, acções de prevenção da poluição, e medidas legislativas. Pelo facto de não serem fisicamente implementadas, muitas vezes os seus efeitos só são perceptíveis a longo prazo. O seu objectivo é prevenir a mistura de poluentes com a água da chuva e minimizar a percentagem de precipitação directamente convertida em escoamento superficial. Actuam de forma preventiva.

Inicialmente os objectivos de uma estratégia são gerais, mas à medida que se recolhe informação particular, devem convergir para a especificidade. Esta permite encontrar soluções de resposta aos objectivos, e simultaneamente à redução de custos, ao nível de controlo desejado, à aplicabilidade e viabilidade, à segurança e outras condições.

A melhor estratégia deve conjugar estes dois tipos de medidas. No entanto, as BMP's têm limitações e nem sempre por si só são capazes de cumprir os objectivos de mitigação da carga poluente. Para essas medidas, é necessário assegurar um pré-tratamento, que afine as características do efluente, para depois ser submetido às condições de tratamento.

É importante perceber qual é a melhor BMP para cada caso. Porque cada caso é único, é preciso ter em consideração aspectos como a viabilidade técnica, os custos de implementação, os custos e obrigações de manutenção.

Após a selecção da melhor prática, inicia-se a projecção da medida seleccionada. Esta não pode ser apenas técnica, e tem de ter em conta aspectos como o envolvimento público, que é crucial especialmente na aplicação de medidas não estruturais.

É exigido a quem concebe um projecto, que obedeça a responsabilidades e condutas. É dever do projectista:

- (A) ter conhecimento das obrigações técnicas a que o projecto deve obedecer, como por exemplo, o tempo de retenção, as taxas de redução da carga poluente, o caudal de descarga no meio receptor, etc;
- (B) informar-se sobre o plano de controlo da poluição das águas pluviais em que o projecto se insere;
- (C) compreender as medidas a projectar como um meio para atingir os objectivos de controlo da poluição das águas pluviais, e o porquê desses objectivos;
- (D) ter noção que face à dificuldade de seleccionar as medidas adequadas para cumprir um dado objectivo, tem de ser o mais assertivo possível e otimizar o dimensionamento;
- (E) ter sensibilidade para perceber que o projecto será implementável, pelo que é relevante que seja simples e prático na construção, operação, manutenção, ...;
- (F) ser objectivo, discernindo na comparação de soluções, os seus custos e benefícios;
- (G) trabalhar com transparência e profissionalismo;

(SKUPIEN, 1993).

A abordagem típica a adoptar deve seguir um modelo iterativo, com revisão e ajuste constantes. Pode seguir as seguintes fases:

Fase I – Planeamento e Organização

Definição de metas e objectivos
--

Fase em que as partes interessadas se reúnem, para acordar metas e objectivos do programa/projecto de controlo da poluição por águas pluviais. Para tal é necessário estabelecer um diagrama da equipa responsável pelo programa/projecto.

Fase II - Avaliação**Identificação dos meios receptores, poluentes, recursos afectados e fontes de poluição**

O programa/projecto deve ter como prioridade a protecção e melhoria da qualidade da água dos meios receptores. Faz sentido proceder à identificação num mapa, os meios receptores, principais problemas/poluentes e a sua origem, bem como os recursos afectados.

Depois do principal problema ser apontado, parte-se à descoberta das fontes de poluição pontual e/ou difusa. Sendo as fontes pontuais fáceis de identificar, focam-se atenções nas difusas e no caminho que fazem desde a origem até ao meio receptor.

Para que a população seja sensibilizada a participar no programa, é usual desenvolver-se um relatório não-técnico.

Definição das áreas prioritárias para controlo da poluição por águas pluviais

Seleção das zonas que pela sensibilidade ou exposição têm prioridade a abranger pelo programa/projecto. Se as medidas forem muito dispersas, o programa/projecto pode tornar-se pouco eficiente.

Identificação e avaliação das medidas de gestão existentes

Listagem das medidas que já foram aplicadas ou estão em aplicação.

Fase III – Identificação de BMP's**Compilação das BMP's candidatas a ser aplicadas**

Listagem das melhores práticas de gestão adequadas. Associação entre as BMP's e suas potencialidades na remoção de poluentes: tipo de poluentes, eficiência, custos, etc.

Estabelecimento de critérios de selecção das BMP's

Definição de critérios de selecção das BMP's de acordo com determinados requerimentos, tais como as condições regulamentares, a eficiência, custos, aprovação pelo público, riscos, consequências ambientais, etc.

Fase IV - Implementação**Implementação da(s) medida(s) seleccionada(s)**

Fase de implementação, que deve ser precedida por um planeamento das fases de construção e testes de funcionamento das medidas seleccionadas à escala piloto.

Fase V – Monitorização e revisão**Monitorização da eficiência e reavaliação das medidas**

Fase de acompanhamento da eficiência das medidas, e avaliação e ajuste de parâmetros e medidas.

Nesta prova académica, apenas serão desenvolvidas algumas fases deste tipo de estratégia de controlo da poluição das águas pluviais, dado a escala em que se realizou, não só em termos de recursos humanos mas também quanto à duração. Estas estratégias normalmente requerem a formação de equipas de trabalho e não são desenvolvidas durante um período de tempo definido, visto estarem sujeitas a revisões e à influência de factores como a evolução da ocupação do solo.

CAPÍTULO 3

3 MEDIDAS PRÁTICAS PARA MITIGAÇÃO DA POLUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

Para atenuar a carga poluente que pode ser transportada com as águas pluviais existe um conjunto de medidas, as designadas melhores práticas de gestão, BMP's, que se aplicam na gestão do escoamento superficial urbano. Dependendo dos objectivos da estratégia de controlo da poluição, podem ser aplicadas apenas uma ou um conjunto destas.

3.1 MEDIDAS ESTRUTURAIS

3.1.1 SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

Os sistemas de infiltração são construídos com a função de capturar e temporariamente reter as águas pluviais urbanas, para lentamente serem infiltradas através de um substrato poroso. Não são estabelecidos ao longo das linhas de água, porque constituem uma técnica de optimização do escoamento superficial, isto é, são aplicadas antes da água pluvial fazer parte das linhas de água.

Estes sistemas actuam sobre a qualidade e a quantidade das águas pluviais urbanas ao:

- (1) Diminuir o fluxo do escoamento superficial, ao direccionarem uma parte da água pluvial que seria escoada, para ser infiltrada até ao subsolo. Diminuindo assim o volume de água pluvial que flui até aos meios receptores e os possíveis impactes associados a picos de caudais de escoamento superficial. E aumentando a parcela da recarga subterrânea, bem como o escoamento de base que alimenta as linhas de água;
- (2) Diminuir a poluição contida nas águas pluviais urbanas, por passagem e interacção da água com as várias camadas do solo, que funcionam como um filtro purificador, ao reter as substâncias poluentes. Estas são posteriormente sintetizadas por microrganismos presentes no solo.

No entanto, impõem algumas limitações e desvantagens, tais como:

- (1) não adequados para regiões cuja principal fonte de resposta às necessidades de consumo doméstico é subterrânea, devido à possibilidade de percolação dos contaminantes até essa origem;
 - (2) eficiência reduzida em solos com camadas pouco permeáveis, podendo originar a obstrução dos poros do solo, reduzindo ainda mais a capacidade de infiltração;
 - (3) manutenção periódica, para limpeza e restituição da capacidade de infiltração;
-

- (4) não são operacionais, enquanto não se estabelecer devidamente a vegetação;
- (5) durante a construção, a deslocação das máquinas sobre o solo pode provocar por compactação, uma perda da capacidade de infiltração natural do solo;
- (6) odores e atracção de insectos, se a água pluvial se mantiver muito tempo parada.

Alguns exemplos dos sistemas de infiltração são as bacias de infiltração, pavimentos porosos em substituição do asfalto impermeável e trincheiras/poços de infiltração.

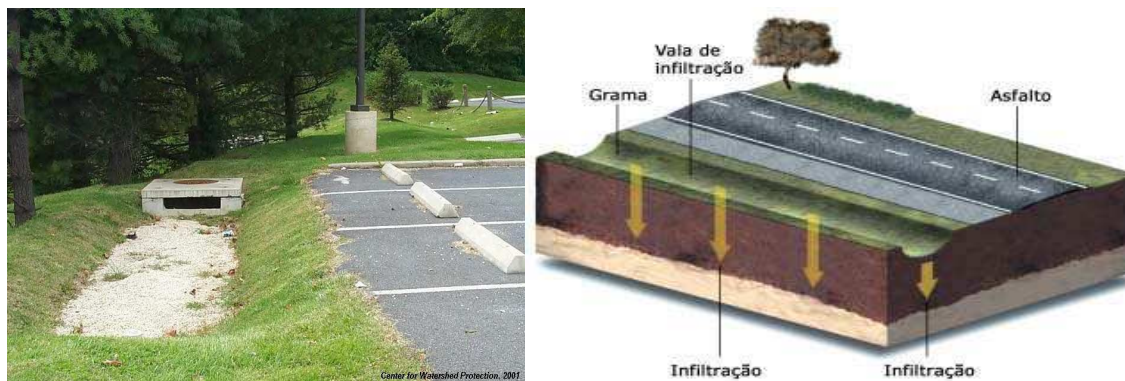


Figura 3. 1 Trincheira e vala de infiltração (CWP, 2007).

3.1.2 SISTEMAS DE DETENÇÃO

As bacias de detenção constituem sistemas desenvolvidos com o objectivo de reduzir os picos de descarga de águas pluviais e os seus efeitos, ao armazenarem por um período relativamente curto (entre alguns minutos e horas), a água do escoamento superficial, que é libertada de forma gradual para o meio receptor. Após os períodos de descarga da água pluvial, estes sistemas são concebidos para serem mantidos secos.

São mais direccionados para o controlo do fluxo da água pluvial, do que para a mitigação da carga poluente. A eficiência de tratamento é relativamente reduzida. Apesar de serem capazes de sedimentar partículas e contaminantes agregados a estas, existe uma grande possibilidade de na próxima precipitação, essas partículas serem resuspensas.

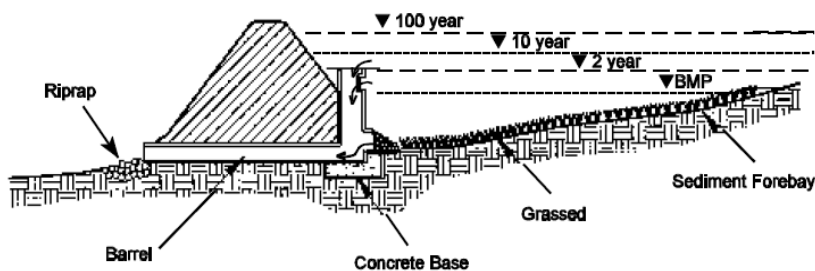


Figura 3. 2 Bacia de detenção (EPA, 1999).

3.1.3 SISTEMAS DE RETENÇÃO

Os sistemas de retenção incluem as bacias de retenção (ou denominadas *wet ponds*), concebidas com a capacidade de armazenar um dimensionado volume de água pluvial. Permite fazer a regularização dos caudais das águas pluviais afluentes, ao possibilitar a descarga de forma gradual e controlada de caudais inferiores aos caudais de ponta. O caudal de descarga libertado para os meios receptores deve ser coincidente com a capacidade de recepção do meio ou um limite imposto (por exemplo, o caudal ecológico).

Com este tipo de construção é possível fazer o controlo da quantidade e qualidade da água pluvial.

Os impactes da descarga de elevadas quantidades de água pluvial são atenuados pelo armazenamento para que estes sistemas são concebidos. Enquanto a melhoria da qualidade da água pluvial pode ocorrer por acção de alguns mecanismos:

- (1) a sedimentação gravítica de sólidos e outras substâncias poluentes que aderem à superfície destes;
- (2) os sistemas vegetais incorporados, vida aquática e microrganismos que se desenvolvem, permitem a síntese e degradação de alguns nutrientes e contaminantes.

Ao contrário das bacias de detenção, as bacias de retenção mantêm sempre um determinado nível de água armazenado, entre períodos pluviométricos, e a descarga para o meio receptor é feita de forma muito mais gradual.

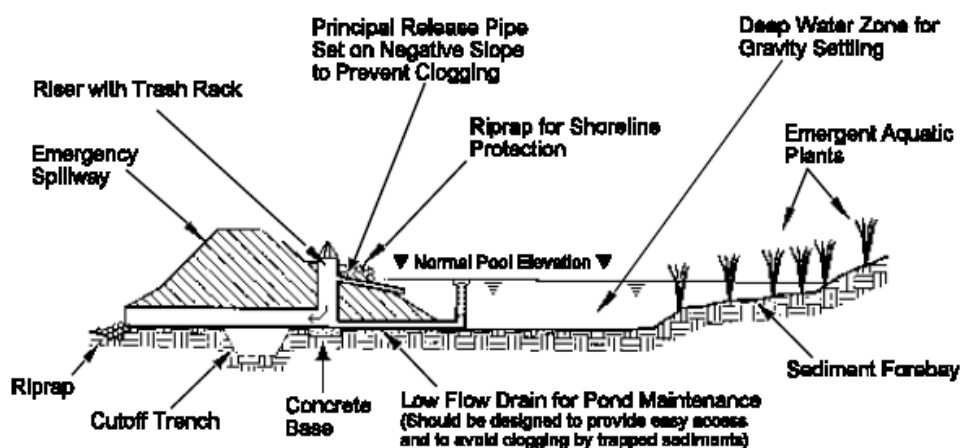


Figura 3. 3 Bacia de retenção (EPA, 1999).

3.1.4 ZONAS HÚMIDAS CONSTRUIDAS

As zonas húmidas construídas (ZHC's) constituem bacias cuidadosamente dimensionadas, que pretendem simular as condições de tratamento natural das zonas húmidas naturais (ZHN's), aplicáveis a águas residuais domésticas, industriais, agro-industriais, pluviais, lixiviados de aterros e águas ácidas da drenagem de minas.

Da Convenção de Ramsar (2 de Fevereiro de 1971) resultou a definição: "áreas de pântanos, charcos, turfas ou água, naturais ou artificiais, permanentes ou temporários, em regime estagnado ou fluído, doce, salobra ou salgada, incluindo áreas de águas marinhas, cuja profundidade não exceda os 6 metros, na maré baixa", para ZHN's.

São os ecossistemas mais produtivos na Terra e o *World Conservation Monitoring Centre* estimou que cerca de 570 milhões de hectares ($\approx 6\%$ da Terra) constituem ZH's.

Quadro 3. 1 Vantagens e limitações das ZHC's.

Vantagens	Limitações
Controlo da erosão, obstrução de sedimentos e armazenamento de caudais de cheia	Exigência de área superior em relação a ETAR, limitando a sua aplicação aos terrenos disponíveis
Flexíveis a variações do nível de água	Requerem uma quantidade mínima de água
Habitat para espécies animais e vegetais, e promoção da biodiversidade	Eficiência de tratamento variável com as estações do ano
Espaço para actividades recreativas (pesca, <i>bird-watching</i> , ...), educativas e investigação	Sensibilidade dos componentes biológicos à presença de substâncias tóxicas
Valorização paisagística, redução de odores associados às águas residuais e redução de ruído atenuado pela densidade da vegetação	Proliferação de organismos patogénicos, insectos e maus odores, em caso de má gestão
Construção, operação e manutenção simples, em relação às ETAR. E não requerem trabalhos contínuos de monitorização	Recolha da biomassa das plantas restringida pelo elevado teor de água que podem conter
Não utilizam produtos químicos e consumo de energia mínimo	
Melhoria da qualidade do ar, pela filtração de partículas através da vegetação	
Plantas aquáticas ceifadas para várias aplicações (biogás, uso dos caules em cestos, vedações, ...)	

Resultam da união das componentes: água, substrato, vegetação, microrganismos, vida animal e paisagem natural. O regime hidráulico de reduzidas velocidades da água permite a sedimentação dos sólidos em suspensão. A acção biológica dos microrganismos

(especialmente bactérias que se desenvolvem em comunidades nos poros do substrato e nos caules e raízes das plantas) e plantas (raízes e caules) permite degradar e biotransformar substâncias poluentes e nutrientes. Os microrganismos são muito eficientes na remoção da CBO_5 . O substrato e os detritos acumulados funcionam como filtros e permitem a precipitação química de substâncias quando se estabelece contacto com a água. A vegetação minimiza as variações dos efeitos climatéricos, como o vento, a exposição solar, etc.

As ZHC's podem classificar-se de acordo com o tipo de escoamento em: superficiais ou sub-superficiais (Figuras 3.4 e 3.5). E de acordo com o tipo de plantas aquáticas, em: macrófitas fixas emergentes (Figura 3.6), com folhas flutuantes (Figura 3.7) e/ou submersas (Figura 3.8); macrófitas flutuantes livres (Figura 3.9) (OLIVEIRA, 2007).

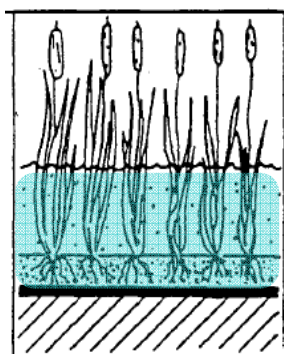


Figura 3. 4 Leito de macrófitas com escoamento superficial.

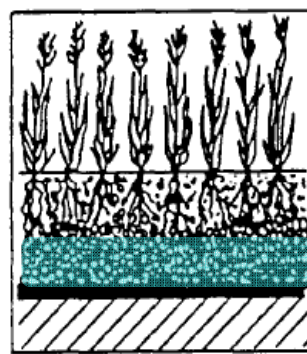


Figura 3. 5 Leito de macrófitas com escoamento sub-superficial.



Figura 3. 6 Tifa ou *Cattail*



Figura 3. 7 *Nymphaea odorata* ou Lírio d'água



Figura 3. 8 *Egeria densa* ou Elódea



Figura 3. 9 *Lemna sp.* ou Lentilha d'água

3.1.5 SISTEMAS DE FILTRAÇÃO

Este tipo de medida permite modelar a qualidade da água, por extracção dos contaminantes arrastados nas águas da chuva, através de meios filtrantes como a areia, a gravilha, a turfa ou um composto. As substâncias ficam retidas no filtro e a água é recolhida

inferiormemente através de um sistema de condutas que a encaminham para a rede das águas pluviais. Ocupam relativamente pouco espaço.

Apesar da sua principal função ser a melhoria da qualidade, o controlo da quantidade de água afluenta também pode ser equacionado pela introdução de uma bacia de pré-armazenamento, ou pela simples acumulação vertical de água sobre o meio filtrante.

Mesmo que o objectivo não seja reduzir os possíveis impactes da enxurrada de chuva, é sempre necessária uma bacia primária para sedimentação prévia da maior fracção de sólidos, antes de ser feita a filtração, evitando-se o entupimento e o depósito de sólidos sobre o meio filtrante, a necessidade frequente de manutenção/limpeza e a perda de eficiência do filtro.

A sua implementação ocorre dentro dos meios urbanos de modo a direccionar o escoamento superficial antes deste se juntar às linhas de água. São principalmente indicados para parques de estacionamento, para aplicação em pequenos quarteirões em desenvolvimento, para zonas industriais com actividades que introduzam poluição nas águas pluviais de forma acentuada, e em zonas residenciais onde a área, ocupação do solo e custos não suportem a realização de outras medidas.

Existem várias configurações deste tipo de sistemas (Figura 3.11).



Figura 3. 10 Sistema de filtração (CWP, 2007).

A sua aplicação é indicada para substituir as tradicionais valetas e sarjetas existentes em parques de estacionamento e vias rodoviárias. Pelo que a própria vegetação inerente a estes sistemas permite reduzir o fluxo de escoamento superficial, ao contribuir para a infiltração através do solo, evapotranspiração e armazenamento. Contribui igualmente para o tratamento, através da filtração, da absorção pelas raízes e da síntese pelos microrganismos presentes no solo.

São sistemas em canal aberto que podem ser implementados nas variantes: vala vegetal seca (*Dry Swale*), vala vegetal húmida (*Wet Swale*) ou vala de relva (*Grass Swale*).

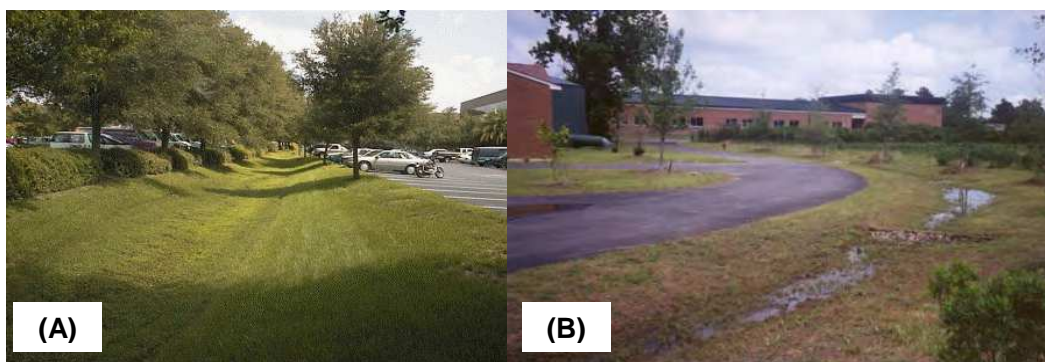


Figura 3. 13 (A) Vala vegetal seca; **(B)** Vala vegetal húmida (CWP, 2007).

3.1.7 MINIMIZAÇÃO DE SUPERFÍCIES IMPERMEABILIZADAS

Os telhados verdes, os canteiros de recepção das águas pluviais, os barris de chuva, os jardins de chuva e os pavimentos e materiais permeáveis, constituem um conjunto de soluções de minimização de superfícies impermeáveis, isto é, soluções que pretendem substituir e otimizar as soluções tradicionais de recolha e infiltração da água pluvial.

Os canteiros de recolha da água pluvial podem ser adoptados para serem colocados contiguamente a vias rodoviárias e parques de estacionamento, minimizando a condução da água pluvial para as típicas sarjetas e sumidouros. Os benefícios estéticos destes canteiros no meio urbano são também uma mais valia (Figura 3.14 (A)).

Os telhados verdes tanto podem ser aplicados em zonas não habitacionais como em zonas residenciais. Funcionam para aumentar a infiltração e absorção da água pela vegetação, em relação aos tradicionais telhados impermeáveis. Solução adoptada no edifício da *California Academy of Sciences* (Figura 3.14 (B)), que ganhou o *2008 Green Roof Awards of Excellence*, e que permite reter cerca de 70% da precipitação sobre o telhado, sendo a restante percentagem de água para armazenamento e irrigação das plantas.

Os barris de recolha de água da chuva são uma solução de aplicação individual que permite recolher e armazenar a água que cai sobre as habitações e ter assim uma reserva

de água para rega de jardins, lavagem de carros e piscinas, durante o Verão (Figura 3.14 (C)).

Os pavimentos porosos são soluções que podem ser aplicadas em parques de estacionamento, vias de acesso, caminhos e trilhos, que permitem a infiltração da água da chuva, que em pavimentos impermeáveis seria direccionada para os sistemas de drenagem das águas pluviais (Figura 3.14 (D)).

Os jardins de recolha da água pluvial são uma solução concebida para direccionar a água da chuva que cai sobre superfícies impermeáveis como telhados e pavimentos para ser absorvida pelas plantas, infiltrada e filtrada através do solo e raízes das plantas e para síntese dos poluentes através dos microrganismos presentes no solo. Estes jardins são adoptados individualmente em habitações, e o conjunto de espécies vegetais seleccionadas providencia uma paisagem agradável (Figura 3.14 (E)).

Neste tipo de medidas também se podem incluir as valas vegetais de infiltração que substituem as correntes sarjetas e sumidouros, já mencionadas.



Figura 3. 14 (A) Canteiros de recolha da água pluvial (*Stormwater Planter*); (B) Telhados verdes (*Green Rooftop*); (C) Barris de recolha da água pluvial (*Rain Barrels*); (D) Pavimentos permeáveis (*Permeable Pavers*); (E) Jardim de chuva (*Rain Garden*).

Estas medidas são conhecidas como *Low Impact Development Practices* (LIDP), e ao serem utilizadas estão a interceptar uma porção de água, que não necessita de tratamento, reduzindo assim custos mais elevados que seriam associados a esse tratamento.

3.2 MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS

3.2.1 EDUCAÇÃO, RECICLAGEM E CONTROLO NA ORIGEM

Nas medidas não-estruturais incluem-se todas as acções ao nível da educação e sensibilização da população, acções de reciclagem e controlo da poluição na origem. Todas que previnam acções que contribuem para a poluição das águas pluviais, a um nível muito localizado. São principalmente direccionadas para o controlo de fontes não-pontuais através do incentivo à introdução de novas práticas no planeamento e quotidiano das sociedades. Algumas acções são:

- (1) Reciclagem e deposição adequada de óleos e anticongelantes;
- (2) Lavagem de automóveis afastada das redes de drenagem ou em lavagens automáticas;
- (3) Uso de detergentes biodegradáveis;
- (4) Limitar a aplicação de fertilizantes e pesticidas;
- (5) Deposição e manuseamento correcto de substâncias tóxicas;
- (6) Deposição apropriada de resíduos de animais domésticos;
- (7) Compostagem de folhas e resíduos de jardinagem;
- (8) Programas de educação no sector industrial: por exemplo, evitar a exposição de materiais e eliminar descargas de substâncias para as águas pluviais, entre outros;
- (9) Informar a população (campanhas, formações, televisão, jornais, rádio) dos actos que podem corrigir e de que forma o podem fazer;
- (10) Identificação e correcção de descargas ilícitas de águas residuais para a rede de drenagem de águas pluviais, através da análise de parâmetros biológicos por secções da rede e/ou por inspecções públicas.

3.2.2 MANUTENÇÃO E PRESERVAÇÃO

Existem acções que são tomadas com o objectivo de manter um nível desejado do desempenho das redes de drenagem das águas pluviais e assegurar a qualidade da água dos meios receptores. Neste sentido, alguns exemplos são:

- (1) Limpeza das margens e bacias de recepção das águas pluviais;
 - (2) Limpeza das vias rodoviárias e todas as componentes acessórias das redes de drenagem de águas pluviais;
 - (3) Manutenção de sistemas de tratamento naturais para garantir o seu funcionamento e eficiência, com a remoção de sedimentos e algas acumuladas, manutenção dos sistemas vegetais e verificação das componentes de entrada e saída;
-

- (4) Preservação de áreas verdes e zonas ripárias, que permitem reduzir o escoamento superficial e os seus efeitos, ao interceptarem parte da precipitação para absorção, infiltração e evapotranspiração, ao sustermem os solos e prevenir a erosão através das suas raízes, e ao funcionarem como filtro para sedimentos e nutrientes. Além disso promovem a paisagem urbana;
- (5) Minimização de escavação e perturbação de solos e fixação de plantas que garantem a sua estabilidade e capacidade natural de infiltração;
- (6) Aplicação de técnicas de prevenção da erosão das margens e solos próximos das linhas de água, como as fachinas, sementeiras, gabiões, entre outros.



Figura 3. 15 (A) Galeria Riparia; (B) Área arborizada no meio urbano.

3.3 SÍNTESE DAS EFICIÊNCIAS DE REMOÇÃO DA CARGA POLUENTE

Para uma futura selecção de BMP's num plano de controlo de poluição, existe uma variedade de literatura, como o *CWP's National Pollutant Removal Performance Database*, que indica intervalos de eficiência de remoção da carga poluente em função do tipo de medida aplicada.

É mais difícil estimar a eficiência das medidas não-estruturais, por estas dependerem da participação e mudança de comportamento da população, do que a das medidas estruturais, que pode ser indicada através da análise de vários parâmetros físicos, químicos e biológicos, e da atenuação da carga poluente e dos caudais de cheia nos meios receptores.

Relativamente à avaliação da eficácia de mitigação de poluição por medidas estruturais esta é mais conclusiva. O Quadro 3.2 apresenta as eficiências expectáveis por tipo de BMP, válidas quando são devidamente localizadas, dimensionadas, construídas e monitorizadas. A diferença de eficiências entre medidas pode justificar-se devido a variações sazonais, à área de drenagem, à percentagem de impermeabilização, ao uso do solo e à duração e volume de escoamento superficial recebido pela BMP.

É de ressaltar que as eficiências apresentadas são empíricas e específicas de cada caso de estudo, e como tal o intervalo de eficiências é falível quando se pretende extrapolar para outros casos, muito pelo facto de serem específicas, mas também porque o desempenho das medidas na mitigação da carga poluente ser dependente de condições locais (exemplo, topografia do local), de projecto (exemplo, materiais utilizados, caudal de entrada) e climáticas (exemplo, intensidade média de precipitação), entre outras.

De acordo com os dados do Quadro 3.2, as medidas que apresentam melhores eficiências de remoção são os pavimentos porosos, as bacias de infiltração e as trincheiras de infiltração. Isso acontece porque funcionam como uma barreira total à introdução de poluentes numa linha de água, por exemplo, a precipitação que cai sobre um parque de estacionamento com este tipo de pavimento nunca irá arrastar os poluentes para a linha de água porque irá infiltrar. É portanto uma medida que actua pontualmente, antes dos poluentes fazerem parte da linha de água.

As restantes medidas, no global, têm eficiências aproximadas, no entanto algumas são mais direccionadas para remoção de algumas substâncias, como os sistemas de filtração para a remoção de sólidos suspensos.

Quadro 3. 2 Eficiências de remoção de poluição por medidas estruturais (EPA, 1999).

Tipo de BMP	Eficiências típicas de remoção de poluição (%)				
	Sólidos suspensos	Azoto	Fósforo	Organismos patogénicos	Metais pesados
Bacias de detenção	30 - 65	15 - 45	15 - 45	<30	15 - 45
Bacias de retenção	50 - 80	30 - 65	30 - 65	<30	50 - 80
Zonas húmidas construídas	50 - 80	<30	15 - 45	<30	50 - 80
Bacia de infiltração	50 - 80	50 - 80	50 - 80	65 - 100	50 - 80
Trincheira de infiltração	50 - 80	50 - 80	15 - 45	65 - 100	50 - 80
Pavimentos porosos	65 - 100	65 - 100	30 - 65	65 - 100	65 - 100
Valas vegetais	30 - 65	15 - 45	15 - 45	<30	15 - 45
Sistemas de filtração (areia)	50 - 80	<30	50 - 80	<30	50 - 80
Outros sistemas de filtração	65 - 100	15 - 45	<30	<30	50 - 80

CAPÍTULO 4

4 CARACTERIZAÇÃO DO POTENCIAL POLUENTE DAS ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS PROVENIENTE À BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA DA GANDRA, VALONGO

4.1 LOCALIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Para a caracterização do potencial poluente das águas pluviais tomou-se como caso de estudo a Ribeira da Gandra – Concelho de Valongo (Figura 4.1), que se encontra ramificada com três linhas de água afluentes, e que é praticamente toda entubada, excepto em cerca de 400 m ao longo do MaiaShopping em que é superficial. (Figura 4.2).

Esta Ribeira é um dos principais focos de poluição no troço do Rio Leça em estudo. Este tem uma extensão de 50 km, com nascente no Concelho de Santo Tirso e foz no Porto de Leixões, Matosinhos. A Ribeira pertence à bacia hidrográfica do Leça, de tal forma que qualquer projecto ou acção de valorização, protecção e conservação das linhas de água nela contida, seguem o modelo de gestão aprovado no Plano da Bacia Hidrográfica do Leça.

Esta bacia caracteriza-se por má qualidade das águas superficiais, especialmente nos troços, médio e inferior, classificados como cursos de água “extremamente poluídos” até à data de 2004. Não existem quaisquer valores de caudais ambientais e ecológicos estabelecidos, pelo que é necessário a realização de estudos para a sua determinação, importantes na gestão das linhas de água que dão origem ao Rio Leça e à manutenção dos ecossistemas que delas fazem parte.



Figura 4. 1 Portugal Continental e local aproximado da Ribeira da Gandra (Valongo).

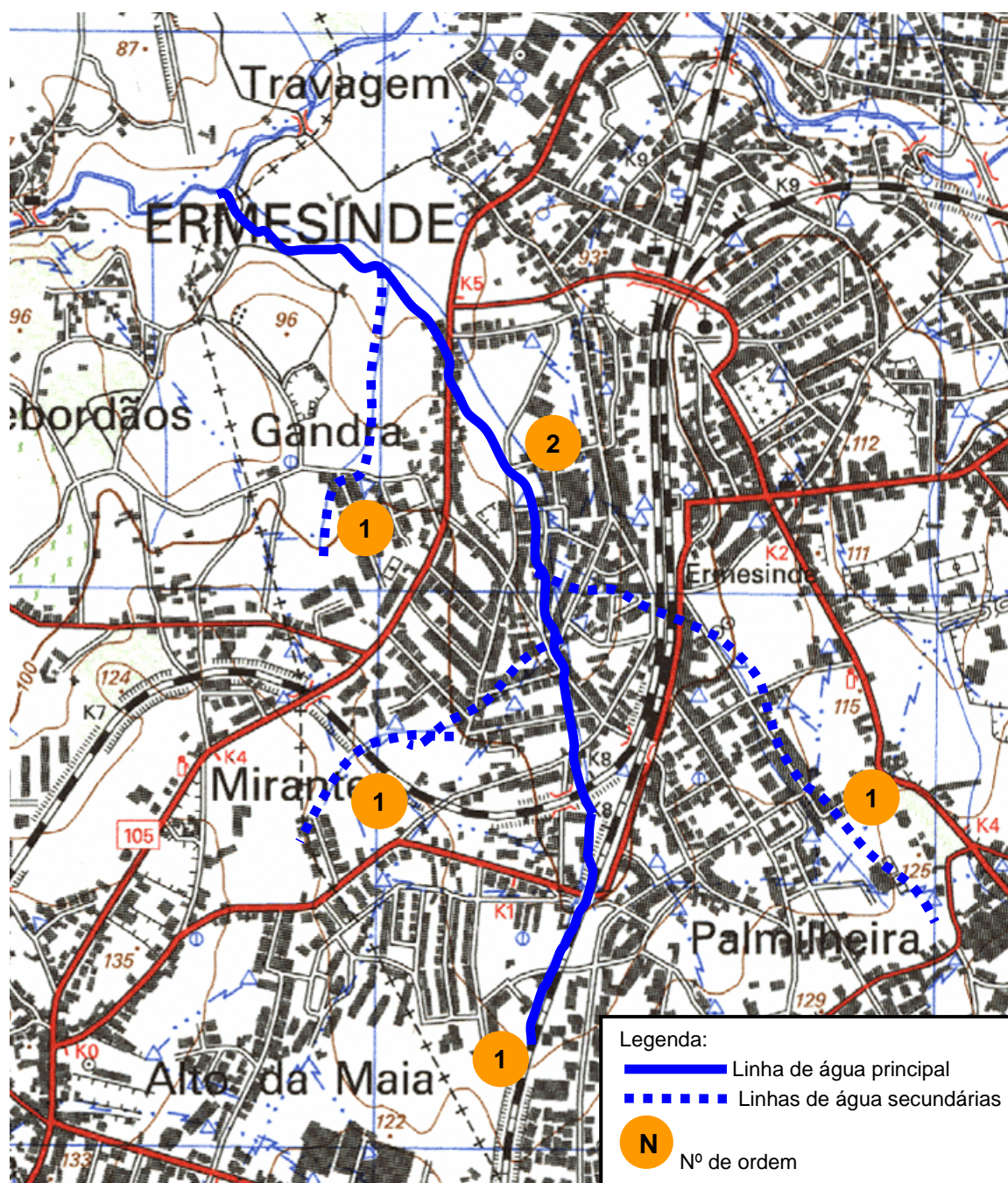


Figura 4. 2 Ribeira da Gandra, suas linhas afluentes, e nº de ordem (carta militar nº 110 – Maia).

Dos estudos realizados até ao momento, concluiu-se que muita da poluição conduzida na Ribeira da Gandra tem origem em ligações incorrectas do saneamento de um elevado número de habitações à rede de águas pluviais. Esta poderá ser restaurada com o início do projecto de despoluição dessa Ribeira, no dia 16 de Março de 2009, e que incide sobre a correcção das ligações das habitações à rede de drenagem e saneamento.

Apesar do âmbito deste projecto ser a poluição introduzida nas águas pluviais em zonas urbanas, não se pode ignorar o facto de em condições reais as águas residuais, se poderem misturar com as águas pluviais.

A bacia da Ribeira da Gandra é caracterizada por uma grande matriz residencial, sobretudo edifícios em altura, na qual se contam alguns campos agrícolas e espaços verdes de lazer, como o Parque Urbano de Ermesinde. Existem algumas estações de abastecimento de combustíveis, com lavagem automática de automóveis, e no final do percurso da linha de água situa-se o Maia Shopping e a ETAR de Ermesinde, que faz descarga para o Rio Leça. Estas situações encontram-se assinaladas na Figura 4.3, onde apenas se marca o troço da Ribeira da Gandra que flui à superfície.

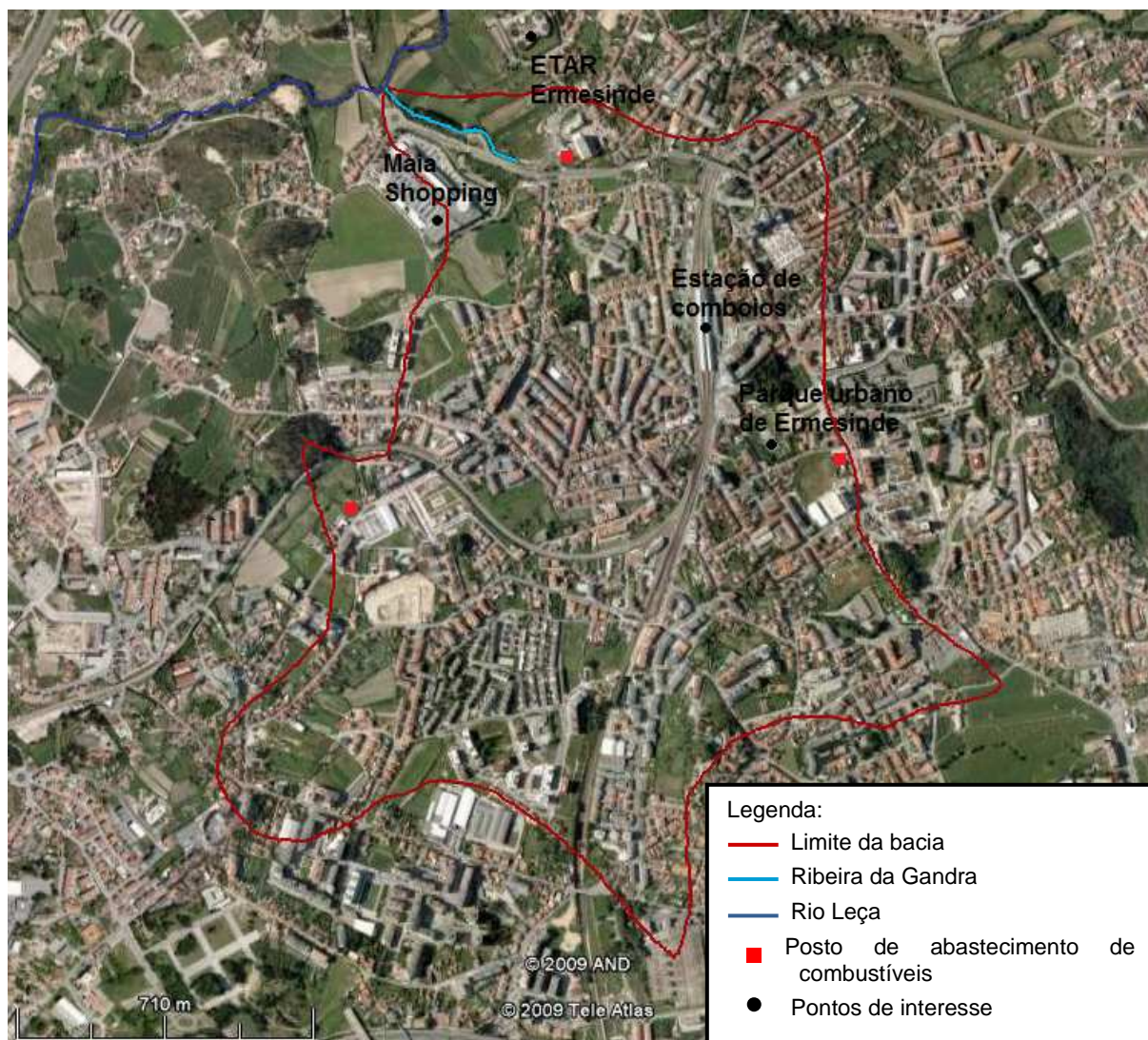


Figura 4. 3 Localização relativa da bacia da Ribeira da Gandra – Ermesinde.

4.2 AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS

O potencial poluente da Ribeira da Gandra foi avaliado qualitativamente por meio da recolha e análise de amostras pontuais no Laboratório de Engenharia Sanitária (LES) da FEUP. A Figura 4.4 assinala o local de recolha das amostras pontuais. A periodicidade da

recolha e análise foi realizada de 2 em 2 semanas (normalmente à quarta-feira, com início no dia 11.03.2009 e fim no dia 27.05.2009). Algumas fotografias dos ensaios realizados encontram-se no Anexo A.



Figura 4. 4 Ponto de recolha das amostras pontuais.

Os parâmetros avaliados e os métodos analíticos realizados foram:

Quadro 4. 1 Métodos analíticos para caracterização da água da Ribeira da Gandra.

Parâmetro	Método Analítico
Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO ₅)	Método de determinação do oxigénio dissolvido antes e após cinco dias de incubação, a 20 °C ± 1 °C, na obscuridade.
Carência Química de Oxigénio (CQO)	Método do dicromato de potássio (refluxo fechado), com quantificação por espectrofotometria de absorção molecular.
Sólidos Suspensos Totais (SST)	Método gravimétrico, com filtração através de membrana filtrante de fibra de vidro, secagem a 103 – 105 °C e pesagem.
Azoto Amoniacal	Método volumétrico, com destilação da amostra para uma solução de ácido bórico e titulação com ácido sulfúrico.
Fósforo Total	Método de digestão com persulfato e método do ácido ascórbico.

Dado a área em estudo não ser ocupada por indústrias, que representam os locais de maior origem de metais pesados, e a maioria dos postos de abastecimento de combustíveis se encontrarem ligados ao sistema de drenagem e tratamento de águas residuais e possuírem um separador de hidrocarbonetos, então excluiu-se a análise dos parâmetros

metais pesados e PAH's. Caso a análise destes parâmetros se justificasse, seria morosa, visto os metais pesados e os PAH's englobarem vários compostos.

Os resultados das análises laboratoriais apresentam-se no Anexo B e nas Figuras 4.5 a 4.6. Referem-se a períodos com regimes de precipitação distintos, de modo a adaptar o tratamento às variações sazonais de caudais. Utilizaram-se dados da pluviosidade média horária, medidos na estação udométrica da Águas de Valongo, em Campo.

Dos resultados do Anexo B verifica-se uma diferença significativa entre as grandezas das concentrações em período húmido e seco. As maiores concentrações registaram-se em período tipicamente húmido (Figura 4.6). Em geral, o escoamento superficial disponibiliza energia suficiente para o transporte de carga sólida e matéria orgânica de tal forma que ocorre erosão das margens e do leito, bem como o arrastamento de todos os poluentes acumulados sobre superfícies impermeáveis e acumulados no fundo dos colectores das águas pluviais. Outra explicação reside no facto de alguns colectores de águas residuais transbordarem durante grandes chuvadas.

Em teoria, e não havendo grandes modificações nas pressões que a população em meio urbano exerce sobre a Ribeira, era expectável que em período seco, com caudais mais reduzidos, as substâncias poluentes fossem mais concentradas do que em período húmido.

Através da Figura 4.5 constatou-se que, em alguns intervalos do período tipicamente seco, se registaram degradações da qualidade da água. As descargas incorrectas de águas residuais que fluem à Ribeira, quando não há precipitação, concentram-se na linha de água. Tal é visível até 01.04.2009. O período de 29.04 a 13.05.2009 também poderia ser considerado um exemplo, no entanto o aumento de concentrações registados no dia 13.05 pode ter a influência de um desvio de água “barrenta” que foi feito durante as obras Corrente do Rio Leça, nos dias anteriores.

O potencial de despoluição da precipitação encontra-se exemplificado na última amostragem, em que há uma alteração significativa em relação à amostra antecedente.

Entre 01.04 e 29.04.2009, período em que se registou precipitação pouco intensa, foi assinalada uma diminuição nas concentrações de azoto amoniacal, fósforo total e CBO_5 . E apesar do dia 29.04, ainda ter a influência dessa precipitação, registou-se um aumento em quase todas as concentrações (excepto a dos SST), o que pode ser explicado pelo aproveitamento das condições atmosféricas para se fazer descargas de águas residuais e pelo uso de fertilizantes em campos agrícolas nas redondezas. Além disso, pode-se dizer que as primeiras chuvadas apenas tiveram potencial de diluição de alguns poluentes, sendo que no final, onde se registaram chuvadas mais intensas, estas tiveram força suficiente para varrer os poluentes acumulados no fundo do leito e dos colectores.

Em período húmido (Figura 4.6), os picos de concentrações registaram-se logo a seguir a precipitações mais intensas (dias 13.11.2008 e 28.11.2008), enquanto as reduções da carga poluente registaram-se em dias de chuva pouco intensa (dias 14.11 a 27.11.2008).

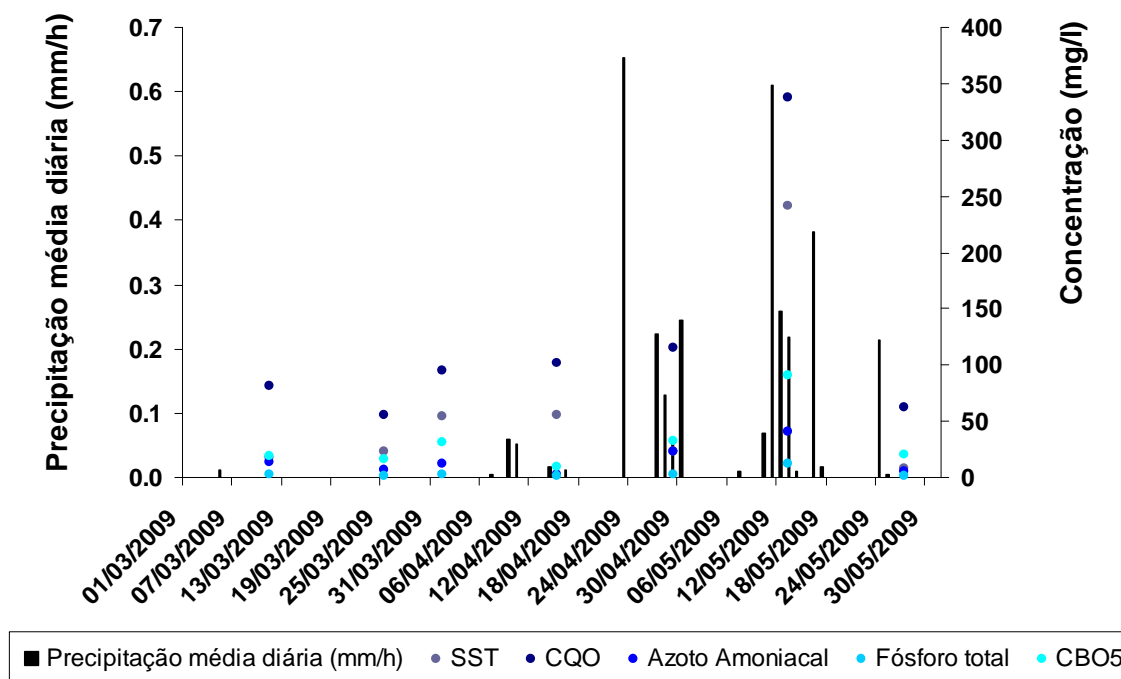


Figura 4. 5 Evolução das características físico-químicas das amostras pontuais e regime de precipitação, em período seco.

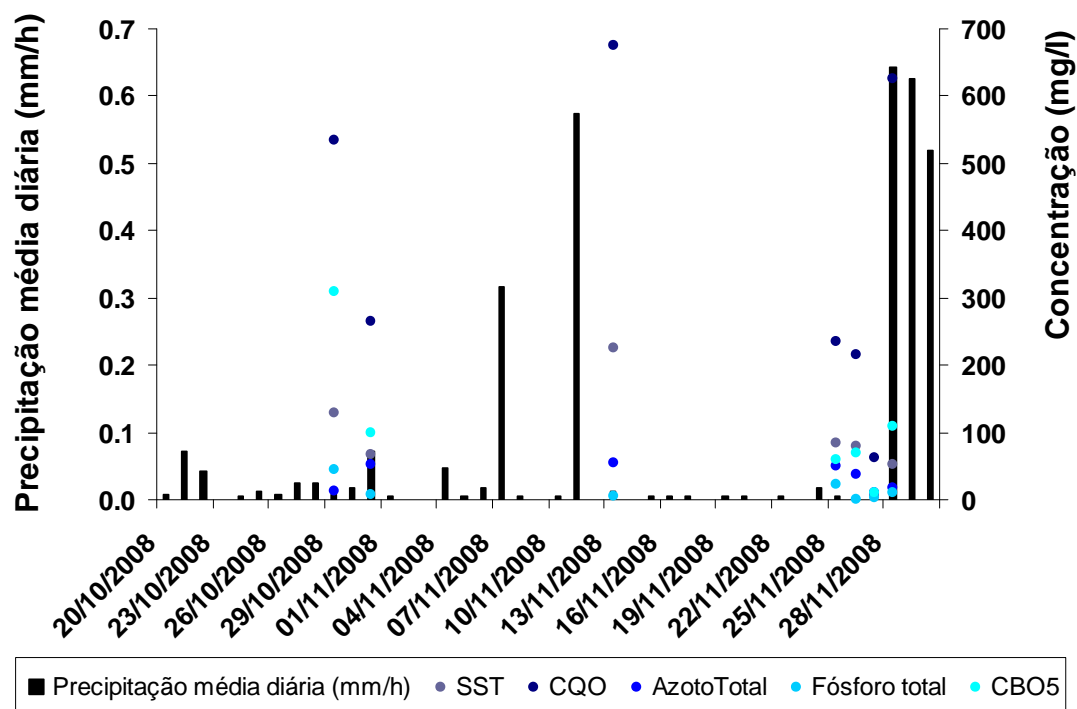


Figura 4. 6 Evolução das características físico-químicas das amostras pontuais e regime de precipitação, em período húmido.

Existe uma variedade de factores que contribuem para a variação da qualidade das águas pluviais da Ribeira da Gandra. Após o reconhecimento da bacia, é possível referir que não são apenas as variações pluviométricas, mas também as descargas de *by-pass* da rede de saneamento para as águas pluviais, colectores incorrectamente ligados às águas residuais e lixiviação de campos agrícolas envolventes que podem ser significativos. Muitas dessas origens já estão devidamente assinaladas e sobre elas existem medidas de acção a decorrer, tais como as obras de requalificação, no âmbito do projecto Corrente do Rio Leça (Figura 4.7 (A)).

Algumas situações foram identificadas: vala de encaminhamento de água residual bruta para a Ribeira da Gandra (Figura 4.7 (B)) e a ligação provisória para as águas pluviais de um estabelecimento com lavagem automática de automóveis, com separador de hidrocarbonetos antes da descarga nas águas pluviais.



Figura 4. 7 (A) Obras do projecto Corrente do Rio Leça; **(B)** Vala de água residual bruta a ser encaminhada para a Ribeira da Gandra.

O índice de biodegradabilidade indica o potencial de biodegradação do efluente, consoante a presença de compostos orgânicos e a presença de substâncias quimicamente oxidáveis. Este assume valores entre 0 e 1. É igual a 0 quando existe uma percentagem significativa de substâncias quimicamente oxidáveis, e que podem tornar o efluente mais difícil de biodegradar, e igual a 1 quando apenas existe fracção orgânica e não há presença de matéria de difícil degradação. Os valores típicos para a Ribeira da Gandra situam-se entre 0,2 e 0,4, o que indica uma maior resiliência de biodegradação. Estes valores podem ser relacionados com as concentrações de azoto e fósforo, no Quadro 4.2 e nos gráficos das Figuras 4.8 a 4.9. Em período seco, verificou-se quase sempre a mesma tendência

entre o índice de biodegradabilidade e a relação entre nutrientes, exceptuando no dia 15.04.09, em que a resiliência à biodegradação aumenta significativamente (porque o índice diminui), muito pela interferência de nutrientes. Em período húmido o mesmo aconteceu nos dias 25 e 28.11.08. É ainda de salientar o inverso desta situação, que ocorreu no dia 26.11, em que o índice de biodegradabilidade sofreu um ligeiro aumento, e a relação entre nutrientes diminuiu consideravelmente.

Quadro 4. 2 Índice de biodegradabilidade e relação P/N.

	11.03.09	25.03.09	01.04.09	15.04.09	29.04.09	13.05.09	27.05.09
CBO₅/CQO	0,23	0,28	0,34	0,09	0,28	0,27	0,32
Fósforo Total/Azoto Amoniacal	0,24	0,26	0,21	0,54	0,11	0,30	0,30
	29.10.08	31.10.08	13.11.08	25.11.08	26.11.08	27.11.08	28.11.08
CBO₅/CQO	0,58	0,38		0,26	0,33	0,16	0,18
Fósforo Total/Azoto Total	3,49	0,13	0,11	0,45	0,00	0,16	0,59

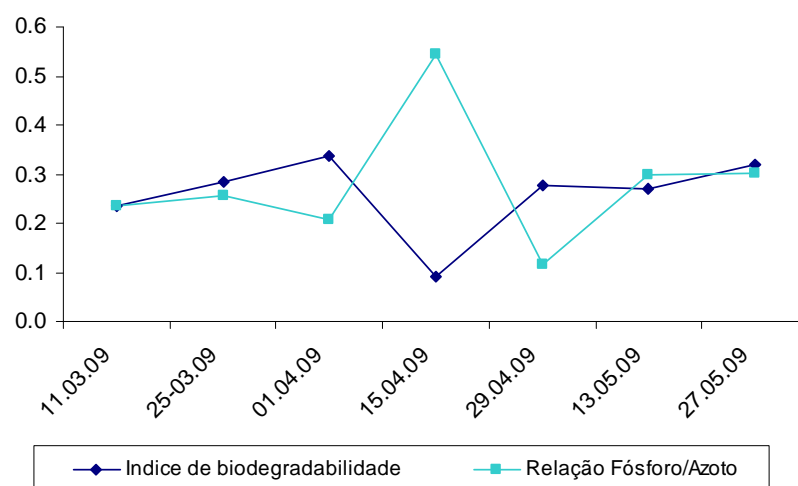


Figura 4. 8 Índice de biodegradabilidade e relação fósforo/azoto, em período seco.

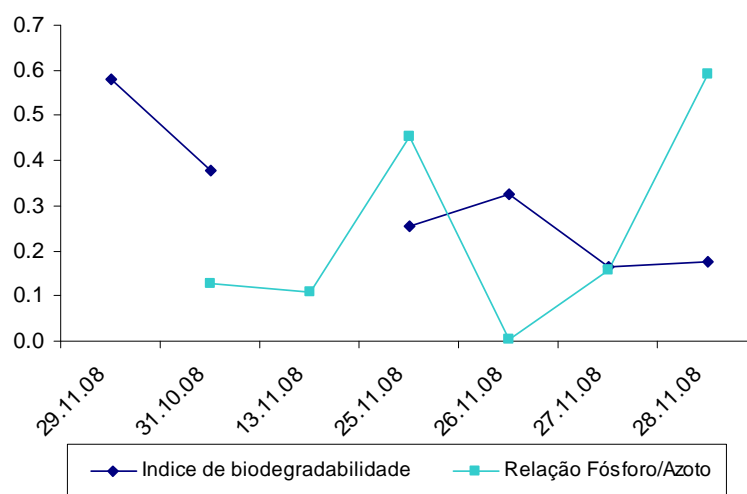


Figura 4. 9 Índice de biodegradabilidade e relação fósforo/azoto, em período húmido.

De acordo com os objectivos ambientais de qualidade mínima para as águas superficiais, por comparação com os valores máximos admissíveis (VMA), do Anexo XXI, do Decreto-Lei nº 236/98, de 1 de Agosto de 1998 (Figuras 4.10 e 4.11), verificou-se que tanto para período seco como para período húmido, em geral esses valores são excedidos tanto nas concentrações médias como nos seus valores mínimos. Sendo apenas em período húmido, que se registou ocasionalmente um cumprimento do VMA do fósforo total, correspondendo ao valor mínimo obtido no dia 26.11.2008, dia que foi antecedido por vários dias de precipitação pouco intensa, que possivelmente permitiram diluição da concentração. A acrescentar a esta comparação, ressalta o facto dos valores de pH (Anexo B) estarem sempre dentro do intervalo do VMA: 5,0 – 9,0.

Conclui-se assim que a Ribeira da Gandra assume um perfil de qualidade muito sujeito a variações, algumas dependentes do período e regime de precipitação, e outras dependentes de fenómenos pontuais antropogénicos: descargas de esgoto doméstico, lixiviação de terrenos agrícolas, descargas com detergentes diluídos, etc. A acrescentar a esta conclusão, não nos podemos esquecer que a amostra é do tipo pontual e por isso muitas das conclusões têm de ser relativizadas, e não significam regra.

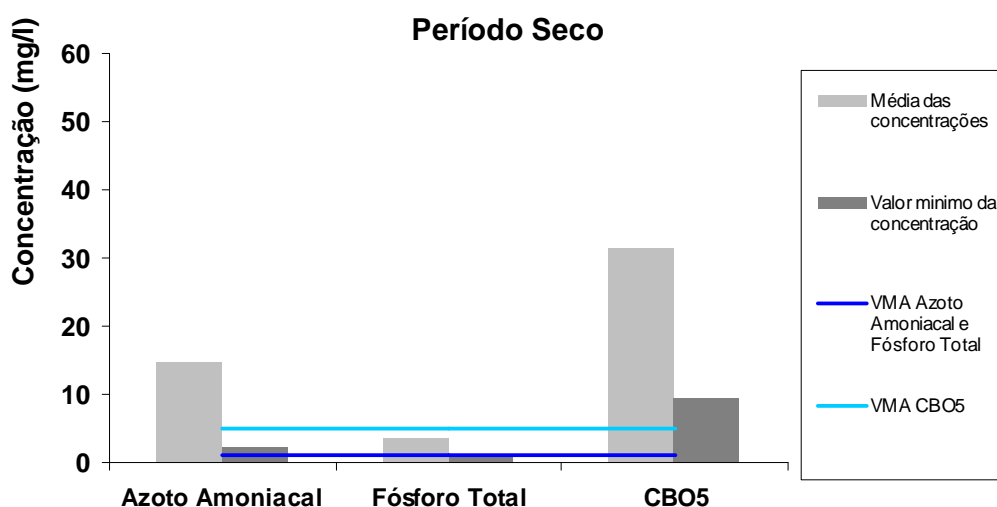


Figura 4. 10 Valores da média e mínima concentração na Ribeira da Gandra, em período seco, comparado com o VMA.

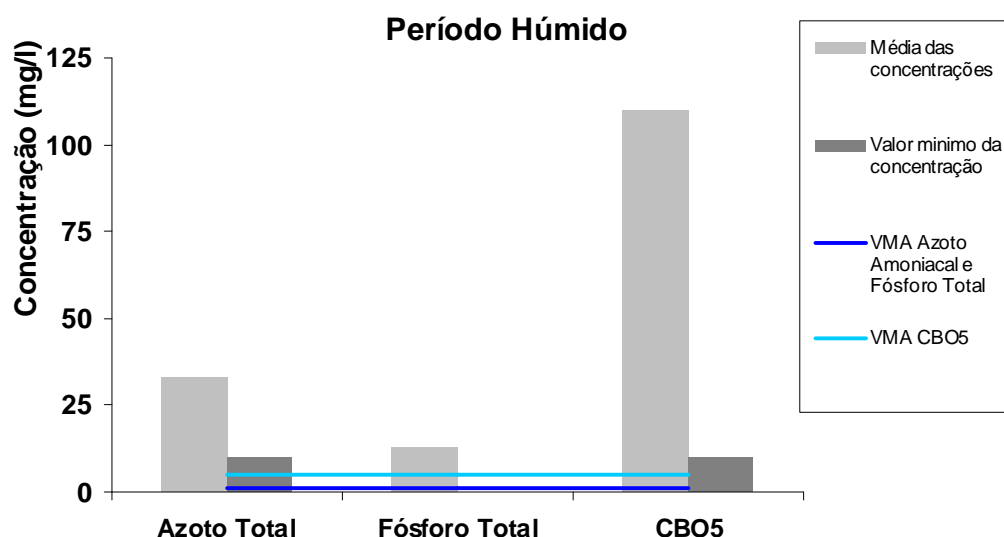


Figura 4. 11 Valores da média e mínima concentração na Ribeira da Gandra, em período húmido, comparado com o VMA.

4.3 DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

O objectivo deste dimensionamento é estimar os valores máximos susceptíveis de se atingir por caudais de ponta de cheia. Esta determinação é valiosa ao permitir conciliar os custos com o risco de precipitações intensas. Dado que é comum a inexistência de dados de caudais, recorre-se a dados pluviométricos.

Para a determinação do caudal de ponta de cheia da Ribeira da Gandra serão considerados vários tempos de retorno ($T = 2, 5, 10, 20$ e 50 anos) associados a diferentes probabilidades de ocorrência de uma precipitação intensa de risco.

Recorreu-se a métodos cinemáticos, que exigem a determinação prévia do tempo de concentração (tempo de percurso da água precipitada desde o ponto cinematicamente mais afastado da bacia hidrográfica até à secção de referência). As características da bacia hidrográfica da Ribeira da Gandra e os métodos e determinação do tempo de concentração encontram-se nos Anexos C e D, respectivamente.

É de referir, que também existem métodos empíricos, como o de Pagliaro e de Forti (LENCASTRE, 1992), baseados em características como a área da bacia e formulados a partir da experiência e de locais específicos. Servem para pré-determinar um intervalo de valores que se pode obter com os métodos cinemáticos.

▪ Fórmula Racional

A fórmula racional, que é uma das mais reconhecidas para determinação do caudal de ponta de cheia, traduz uma relação directa entre precipitação e escoamento, admitindo que a precipitação e a formação de caudais de ponta de cheia ocorrem com a mesma frequência. O caudal de ponta de cheia é determinado através da expressão

$$Q_p = C \times I \times A \quad (4.1),$$

em que: Q_p – caudal de ponta de cheia (m^3/s),

C – coeficiente de escoamento superficial (ver Quadro 4.3), com valores entre 0 e 1, que representa a parte da precipitação que é convertida em escoamento superficial,

I – intensidade média correspondente ao valor máximo de precipitação para determinada frequência de ocorrência, com duração igual ao tempo de concentração da bacia (mm/h) (Eq 4.3),

A – área total da bacia (km^2).

Quadro 4. 3 Valores médios do coeficiente C da fórmula racional em áreas urbanas (válidos para um período de retorno, T entre 5 e 10 anos) (LENCASTRE, 1992).

Tipo de ocupação	Coeficiente C
Zonas verdes	
relvados em solos arenosos	0,05 – 0,20
relvados em solos pesados	0,15 – 0,35
parques e cemitérios	0,10 – 0,25
campos desportivos	0,20 – 0,35
Zonas comerciais	
centro da cidade	0,70 – 0,95
periferia	0,50 – 0,70
Zonas residenciais	
vivendas no centro da cidade	0,30 – 0,50
vivendas na periferia	0,25 – 0,40
prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Zonas industriais	
indústria dispersa	0,50 – 0,80
indústria concentrada	0,60 – 0,90
Vias férreas	0,20 – 0,40
Ruas e estradas	
asfaltadas	0,70 – 0,95
de betão	0,80 – 0,95
de tijolo	0,70 – 0,85
Passeios	0,75 – 0,85
Telhados	0,75 – 0,95
Baldios	0,10 – 0,30

Para chuvas menos frequentes, com períodos de retorno superiores a 5 e 10 anos, a fórmula racional passa a ser:

$$Q_p = \frac{C_f \times C \times I \times A}{3,6} \quad (4.2),$$

em que: C_f é o coeficiente de ajustamento de acordo com o Quadro 4.4. Sendo o produto do C pelo C_f inferior a 1,0.

Quadro 4. 4 Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (RAMOS, 2005).

T (anos)	C_f
< 25	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

A intensidade de precipitação (mm/h) pode ser determinada com base nas curvas I-D-F (intensidade-duração-frequência) desenvolvidas pelo INAG, a partir de registos de postos pluviométricos portugueses. As curvas são expressas por:

$$I = a \times t^b \quad (4.3),$$

em que: I – intensidade de precipitação (mm/h),

t – duração da precipitação correspondente (min),

a, b – parâmetros função da região pluviométrica e período de retorno (Figura 4.12).

Este método pressupõe várias simplificações. Entre elas considera que o coeficiente C é constante para todas as intensidades de precipitação e que a intensidade de precipitação é constante no tempo e no espaço. Pressupõe ainda que o caudal de ponta de cheia só é atingido quando toda a área de drenagem contribui para o escoamento. Apesar destas considerações tem sido usado com bons resultados em pequenas bacias ($A < 25 \text{ km}^2$) (LENCASTRE, 1992).

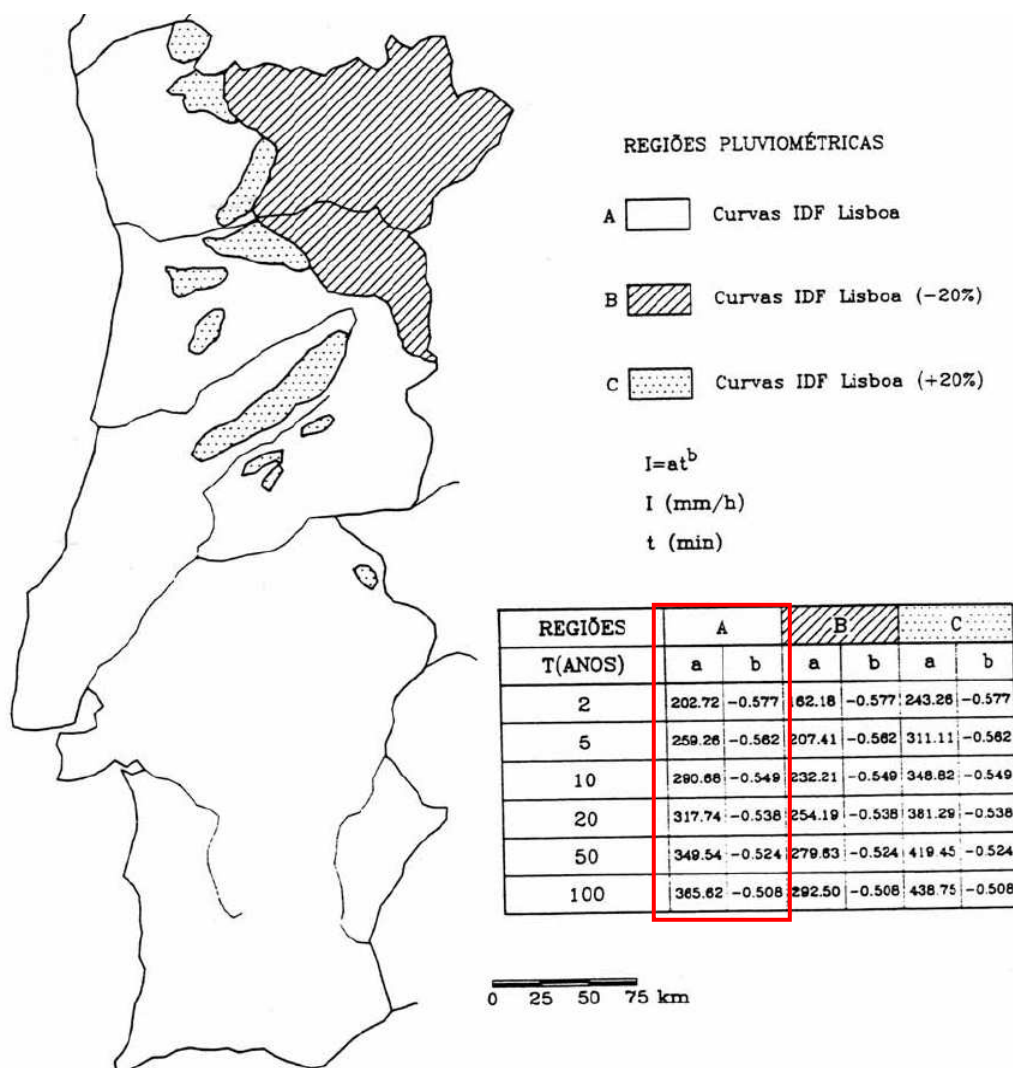


Figura 4. 12 Regiões pluviométricas (MOPTC, 1995).

• Fórmula de Témez (1978)

A fórmula de Témez é uma variante da fórmula racional, e é especialmente indicada para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 75 km². Formula a hipótese do caudal máximo ser atingido apenas quando toda a bacia contribui para o escoamento, que corresponde ao momento em que a duração da chuvada iguala o tempo de concentração (MARTINS, 2000). Aplica-se:

$$Q_p = \frac{C \times I \times A}{3} \quad (4.4),$$

sendo, Q_p – caudal de ponta de cheia (m³/s),

C – coeficiente de escoamento da fórmula de Témez (Eq. 4.5),

I – intensidade média da precipitação (mm/h) (Eq. 4.3),

A – área da bacia hidrográfica (km²).

$$C = \frac{(h_d - h_0) \times (h_d + 23 \times h_0)}{(h_d + 11 \times h_0)^2} \quad (4.5),$$

sendo, h_d – precipitação em 24 horas para o período de retorno de 2 anos (mm),

h_0 – perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar o escoamento, devido à intercepção, retenção e infiltração (mm) (Eq. 4.6):

$$h_0 = \frac{5080}{CN} - 50,8 \quad (4.6),$$

com CN – nº de escoamento (*curve number*) definido através da carta de solos de Portugal (ver Figura A.D.1).

• Fórmula de Giandotti

A fórmula de Giandotti é definida através da expressão:

$$Q_p = \frac{\alpha \times A \times h}{t_c} \quad (4.7),$$

em que: Q_p – caudal de ponta de cheia (m³/s),

A – área da bacia hidrográfica (km²),

h – altura de precipitação máxima para uma duração igual ao tempo de concentração (mm),

t_c – tempo de concentração (h),

α – parâmetro função da área da bacia (ver Quadro 4.5).

Como para bacias com área até 300 km² ou entre 300 e 500 km², o valor de α corresponde a coeficientes de escoamento da fórmula racional iguais ou superiores a 1,00, o que é errado, alguns autores adoptam um valor igual a 0,244 ($C = 0,81$).

Quadro 4. 5 Parâmetro α em função da área da bacia (LENCASTRE, 1992).

A (km ²)	α	C (equivalente)
Até 300	0,346	1,25
300 – 500	0,277	1,00
500 – 1 000	0,197	0,71
1 000 – 8 000	0,100	0,36
8 000 – 20 000	0,076	0,27
20 000 – 70 000	0,055	0,20

▪ Método do Soil Conservation Service (SCS)

A aplicação deste método dos EUA, recomendado para bacias de área inferior a 8 km², faz-se através da aplicação das seguintes expressões:

$$Q_p = \frac{I_u \times A \times k}{3,6} \quad \text{ou} \quad Q_p = \frac{0,277 \times k \times A \times h_u}{t_p} \quad (4.8),$$

em que: Q_p – caudal de ponta de cheia (m³/s),

k – factor de ponta (varia entre 1,0 e 0,5, para bacias muito inclinadas e para bacias planas, respectivamente),

A – área total da bacia (km²),

I_u – intensidade da precipitação útil (mm/h) (Eq. 4.9).

Neste método, a intensidade de precipitação, I , é determinada em função da duração da chuvada mais intensa, t , dada pela soma do tempo de concentração (t_c) e do tempo que decorre até terminarem as perdas iniciais (t_0). A duração da precipitação total é calculada iterativamente:

- i). assumir $t_0 = 0$;
- ii). calcular $t = t_0 + t_c$;
- iii). cálculo da intensidade de precipitação, I , recorrendo aos parâmetros das curvas I-D-F da Figura 4.12;
- iv). cálculo das perdas iniciais, h_0 (Eq. 4.6);
- v). estimar $t_0 = h_0/I$;
- vi). continuar o processo, até à igualdade entre as componentes iterativas.

A intensidade da precipitação útil (mm/h) é obtida através de:

$$I_u = \frac{h_u}{t_p} \quad (4.9),$$

sendo: h_u – precipitação útil (mm),

t_p – tempo de crescimento do hidrograma (tempo para a ponta) (h),

que são respectivamente determinados pelas equações 4.10 e 4.11.

$$h_u = \frac{(h - h_0)^2}{h + 4 \times h_0} \quad (4.10),$$

$$t_p = \frac{1}{2}t_r + 0,6t_c \Leftrightarrow t_p = \frac{1}{2}\left(t - \frac{h_0}{l}\right) + 0,6t_c \quad (4.11),$$

em que: h – altura de precipitação máxima para uma duração igual à duração da precipitação total (mm),

h_0 – perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar o escoamento, devido à intercepção, retenção e infiltração (mm) (Eq. 4.6),

t_r – duração de precipitação útil (h),

t_c – tempo de concentração da bacia (h).

• Fórmula de Mockus

Esta fórmula enuncia que o valor máximo de caudal de ponta de cheia, para uma dada frequência corresponde à precipitação útil com duração $t_r = 2 \times t_c^{1/2}$. Esta fórmula deriva do método SCS e é apenas aplicável a bacias com tempo de concentração inferior a 4 horas.

$$Q_p = \frac{0,277 \times k \times A \times h_u}{\sqrt{t_c} + 0,6 \times t_c} \quad (4.12),$$

em que: Q_p – caudal de ponta de cheia (m^3/s),

k – factor de ponta (varia entre 1,0 e 0,5, para bacias muito inclinadas e para bacias planas, respectivamente),

A – área total da bacia (km^2),

h_u – precipitação útil (mm),

t_c – tempo de concentração (h).

4.3.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

Da aplicação dos métodos acima expostos, obtiveram-se os resultados do Quadro 4.6, em função dos tempos de retorno. Verificou-se obter dois padrões de valores muito próximos.

Quadro 4. 6 Caudais de ponta de cheia para diferentes tempos de retorno na bacia da Ribeira da Gandra.

Tempo de retorno (anos)	Caudais de ponta de cheia (m ³ /s)				
	Fórmula Racional	Fórmula de Témez	Fórmula de Giandotti	Método SCS	Fórmula de Mockus
2	12,7	14,2	13,9	3,2	3,3
5	17,0	19,1	18,7	5,9	6,6
10	19,9	22,4	21,9	7,9	8,6
20	22,6	25,4	24,8	10,0	10,9
50	31,3	29,3	28,6	12,8	14,0

Os caudais de ponta de cheia seleccionados foram {13,6; 18,3; 21,4; 24,3 e 29,8 m³/s}, (obtidos pela média de valores da fórmula racional, de Témez e de Giandotti), e representam caudais gerados unicamente por precipitação, numa situação de chuvada intensa. Os valores obtidos pelos outros dois métodos foram desprezados, visto a fórmula de Mockus derivar do método SCS, daí se obterem valores aproximados entre os dois.

É importante conhecer os factores de diluição que os caudais de ponta de cheia impõe, e quais os efeitos nas concentrações dos poluentes. É possível que caudais de escoamento muito elevados, unicamente devido a precipitação, diluam as substâncias poluentes, de tal forma que não é necessário tratamento. Este é factor suficiente para ponderar um caudal de *by-pass* no sistema de tratamento.

Testou-se assim quais as concentrações que se obteriam se as concentrações médias, obtidas na Ribeira da Gandra para um caudal médio de 0,05 m³/s (medido em tempo tipicamente seco), fossem diluídas nos caudais de ponta de cheia calculados, chegando-se à conclusão que seriam de tal forma diluídas que todos os parâmetros respeitariam os VLE. O factor de diluição seria tão grande, que diluía demasiado. No entanto não é preciso chegar a valores tão exigentes, basta descobrir o limite inferior de caudal que permite respeitar todos os VLE.

O estudo da hipótese de realizar um *bypass* decorreu da seguinte forma: para um caudal médio de 0,05 m³/s e com a média das concentrações de cada parâmetro, arbitrou-se um

intervalo de caudais superiores ao médio para a determinação dos factores de diluição, que iriam permitir obter uma concentração final menor ou igual que o respectivo VLE.

Quadro 4. 7 Dados para estimativa do caudal de *bypass*.

Q _{médio} (m³/s)	Q _{diluído} (m³/s)	Factor de diluição (f _d)
0,05	0,05	1,1
	0,10	2,1
	0,15	3,2
	0,20	4,2
	0,25	5,3

	C _{média} (mg/l)	C _{finais após diluição} (mg/l)				
		0,05 m³/s	0,10 m³/s	0,15 m³/s	0,20 m³/s	0,25 m³/s
CBO ₅	71	67	33	22	17	13
CQO	194	183	92	61	46	37
SST	76	72	36	24	18	14
Azoto amoniacal	24	23	11	8	6	5
Fósforo total	8	8	4	3	2	2

Ressalva-se o facto de Ribeira no que concerne ao fósforo total apresentar valores dentro do respectivo VLE.

O factor de diluição (f_d) é calculado através da expressão 4.13 e resulta da divisão do caudal diluído arbitrado (que conta com a contribuição do caudal da Ribeira sem água da chuva e um determinado caudal que a precipitação impõe), pelo caudal médio respectivo às concentrações médias dos parâmetros analisados, de forma a obter um intervalo de concentrações finais que englobe o VLE do respectivo parâmetro.

$$f_d = \frac{Q_{\text{diluído}}}{Q_{\text{médio}}} \quad (4.13)$$

As concentrações finais após diluição (C_{final}) são obtidas através da expressão 4.14,

$$C_{\text{final}} = C_{\text{média}} \times \frac{1}{f_d} \quad (4.14).$$

Apresenta-se no gráfico da Figura 4.13 as linhas de tendência obtidas para cada relação entre concentração final e caudal diluído. Sendo o objectivo, determinar o valor de caudal diluído que permite reduzir a concentração para o respectivo VLE, igualaram-se as

expressões das linhas de tendência aos respectivos VLE. Os VLE para a CBO₅, CQO, SST, azoto amoniacal e fósforo total são: 40, 150, 60, 10 e 10 mg/l, respectivamente.

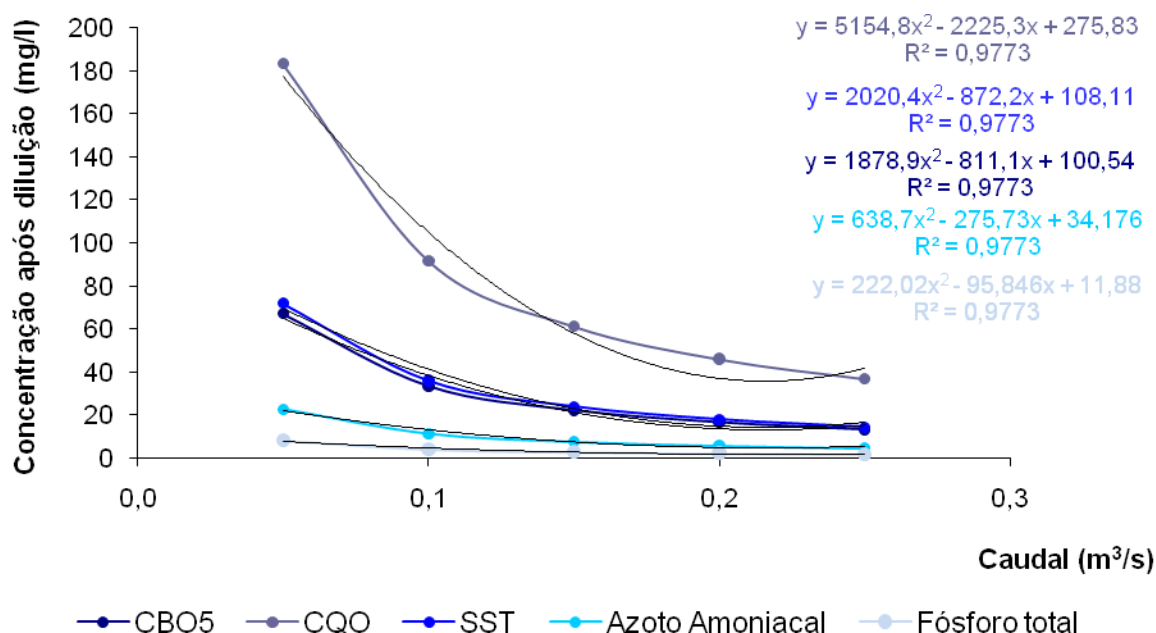


Figura 4. 13 Relação entre caudais e concentração de poluentes após diluição.

Concluiu-se que o azoto amoniacal e as substâncias que contribuem para o parâmetro CBO₅ são as que exigem maiores caudais para diluição. Tendo-se adoptado para caudal de *by-pass*, a média dos caudais de diluição que permitem atingir os VLE. Esse valor é $Q \approx 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$, sendo que a partir desse valor a linha de água não necessita de atravessar o sistema de tratamento e pode percorrer o seu percurso normal até ao meio receptor.

CAPÍTULO 5

5 PROJECTO DE BIOBARREIRA PARA CONTROLO DE POLUIÇÃO PLUVIAL DIFUSA

5.1 SELECÇÃO DA BIOBARREIRA PARA CONTROLO DE POLUIÇÃO PLUVIAL DIFUSA NA RIBEIRA DA GANDRA, VALONGO

A “Construção de Biobarreiras em Zonas Urbanas para Controlo da Poluição por Águas Pluviais” remete para a aplicação de uma medida estrutural. A que melhor se adequa às origens e tipo de poluição prevalente na Ribeira da Gandra é a Zona Húmida Construída. Para a bacia em estudo, cujo maior potencial poluente vem das ligações de águas residuais ao sistema de drenagem, as soluções passam por:

- eliminar as ligações incorrectas e proceder a obras de saneamento;
- ou aplicar uma medida estrutural que mitigue a carga poluente, quando esta já faz parte da linha de água.

Desta forma, todas as medidas estruturais de controlo da poluição pluvial, que actuam antes das substâncias fazerem parte das linhas de água são descartadas.

A opção seguinte é escolher entre escoamento: sub-superficial ou superficial. A decisão residiu num sistema com escoamento superficial.

As limitações do tipo superficial são iguais às do tipo sub-superficial: a remoção de fósforo é pouco significativa e a acumulação de sólidos ao longo do tempo, que reduz o tempo de retenção hidráulica (TRH) e a capacidade de tratamento.

Além destas limitações, o tipo sub-superficial tem outras. A principal vantagem do tipo sub-superficial em relação ao tipo superficial é o isolamento do efluente a tratar do contacto com pessoas e animais, e a redução de perigo para a saúde e da proliferação de mosquitos e maus odores. No entanto, esta vantagem é anulada, quando ocorre “*surfacing*”, isto é, quando a água residual flutua à superfície do meio, e o TRH e a eficiência são reduzidos. O “*surfacing*” acontece quando a condutividade hidráulica do meio aumenta, quer por razões de dimensionamento incorrecto, quer pelo crescimento das raízes da vegetação. Além disso o facto de ser anaeróbio, produzir maus odores, e requerer maiores custos devido ao meio de enchimento, cuja granulometria deve ser bem seleccionada, funcionam como limitações adicionais.

O projecto e instalação destes sistemas deve ser optimizado e sujeito a um programa de gestão, de modo a aperfeiçoar as vantagens e evitar as limitações.

O sistema com escoamento superficial possibilita um tratamento sequencial, e em geral é composto por 3 zonas:

- **Zona 1** – possui vegetação abundante e teoricamente seria 100% preenchida por plantas. Em geral, têm um nível de água inferior a 0,75 m. É nesta zona onde a taxa de remoção de SST é mais intensa. Os processos de sedimentação, floculação e decomposição anaeróbia no substrato, que aí ocorrem são dependentes do TRH. As plantas aquáticas e os microrganismos associados permitem a síntese, a retenção de substâncias e a redução da velocidade de escoamento. A redução de azoto é limitada, visto no leito a concentração de oxigénio dissolvido não ser suficiente para a nitrificação;
- **Zona 2** – designada por “*open water zone*”, deve ter profundidade suficiente (em geral, maior ou igual a 1,2 m) para impedir o desenvolvimento de macrófitas fixas emergentes e com folhas flutuantes. Mas prevê o crescimento de macrófitas submersas e flutuantes. O objectivo desta zona é a difusão de oxigénio em profundidade (por contacto superficial com a turbulência da atmosfera, e pela fotossíntese das algas), para a remoção de CBO e a nitrificação do azoto. O tratamento nesta zona é dependente do TRH e da temperatura. A zona 2 constitui habitat preferencial para uma variedade de invertebrados e vertebrados;
- **Zona 3** – os mecanismos de tratamento que nesta zona actuam são idênticos aos da zona 1, no entanto o seu objectivo principal é constituir uma fase de polimento especialmente para baixar a concentração de SST na descarga final.

Nestes sistemas há que contar com a produção interna de sólidos e carga orgânica, devido à decomposição das plantas aquáticas e à actividade da vida animal.

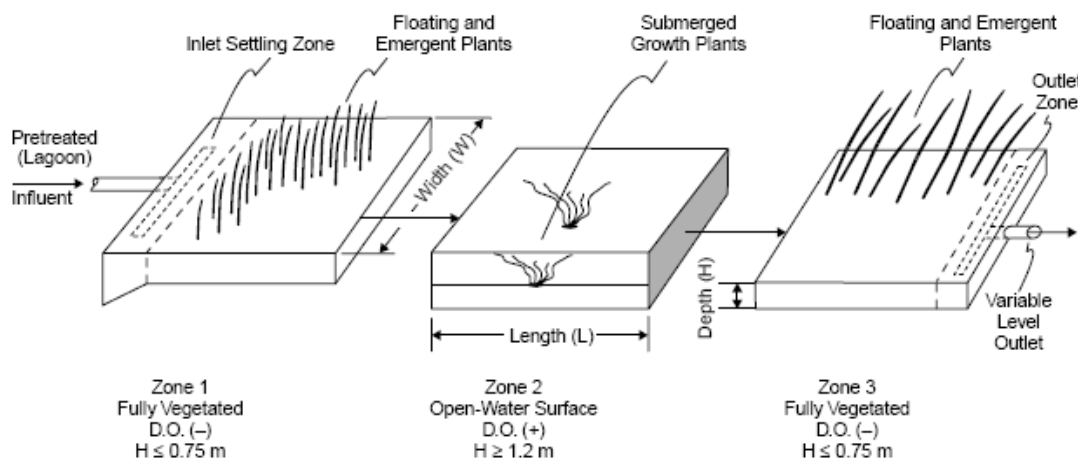


Figura 5. 1 Zonas de um sistema com escoamento superficial (EPA, 2000).

5.2 CONSIDERAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO

5.2.1 CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS

Nos projectos de ZHC's deve ter-se em consideração os seguintes aspectos:

Localização: A instalação deve ser situada o mais perto possível da linha de água, num terreno relativamente plano, que permita o escoamento gravítico para o meio receptor, que não exija grandes trabalhos de terraplanagem e que possua solos suficientemente compactos, como solos argilosos, que previnam a infiltração para as águas subterrâneas. Na zona envolvente, não se devem encontrar árvores cujas raízes danifiquem a estrutura e para evitar a sobrecarga orgânica e obstrução por queda de folhas.

A zona seleccionada deve ter um nível freático relativamente baixo, não deve estar sujeita a inundações, deve ser isenta de espécies ameaçadas, e deve estar afastada de áreas de interesse arqueológico.

Acessos: É necessário reservar espaço para permitir acesso aos veículos de manutenção, bem como pessoal autorizado, e ainda uma barreira que crie uma zona tampão com a população envolvente. No caso do sistema de tratamento estudado será colocada uma zona com largura de aproximadamente 2 m para os acessos a veículos em torno das zonas de tratamento, e um limite de construção à envolvente/ população de cerca de 5 m.

Configuração: A forma pode ser muito variável e é influenciada pela topografia e pelas actividades realizadas na envolvente. E em geral, a forma não tem influência na eficiência.

Estruturas de controlo de fluxo: Utilizadas para controlo do nível de água. À entrada regulam o caudal que passa da linha de água para o sistema, e à saída controlam o nível de água armazenada, e devolvem caudais tratados à linha de água. Os objectivos à entrada e à saída são: a distribuição e recolha uniforme do fluxo de água. Devem ser de fácil acesso, e devem minimizar os curto-circuitos hidráulicos.

Substrato: É composto por solo, areia, gravilha, rocha e matéria orgânica. Estes componentes promovem suporte para a vegetação, são local de muitas transformações químicas e biológicas, e permitem a acumulação de muitos detritos. Preferencialmente, deve ser agronómico e compõe uma camada de espessura aproximadamente igual a 20 cm.

Impermeabilização e protecção do fundo do leito: O ideal é que os solos originais do local tenham permeabilidade suficiente para impedir a entrada e saída de água, para e do sistema, por infiltração através de reservas subterrâneas. Solos com permeabilidade inferior a 10^{-6} cm/s são os indicados. Para solos mais permeáveis, é necessária a

impermeabilização artificial, através de uma tela de polietileno de alta densidade (PEAD) ou de uma camada compacta de argila. No caso em estudo, adoptou-se a solução da argila compacta.

5.2.2 DADOS BASE PARA O DIMENSIONAMENTO

Os dados utilizados para o dimensionamento da ZHC com escoamento superficial foram:

- Carga orgânica ou “*organic loading rate*” $\approx 95 \text{ kg CBO/ha.d}$
- Concentração média de $\text{CBO}_5 \approx 71 \text{ mg/l}$
- Caudal médio: $Q_{\text{médio}} \approx 0,050 \text{ m}^3/\text{s}$
- Caudal máximo ou de projecto: $Q_{\text{projecto}} \approx 0,080 \text{ m}^3/\text{s}$
- Nº típico de zonas de tratamento: 3

	2 dias (zona 1)	O TRH corresponde ao tempo que a água permanece em cada zona para atenuação da carga poluente.
• TRH =	2 – 3 dias (zona 2)	
	1 – 2 dias (zona 3)	
	$\leq 0,75 \text{ m}$ (zona 1)	A profundidade útil de cada zona (H_n) é medida desde a base inferior do substrato até à superfície da água.
• $H_n =$	$\geq 1,2 \text{ m}$ (zona 2)	
	$\leq 0,75 \text{ m}$ (zona 3)	
	0,65 – 0,75 (zona 1)	A porosidade útil de cada zona n (ϵ_n) é a medida de espaços vazios que a água percorre em cada zona, através da vegetação, do solo, etc.
• $\epsilon_n =$	1,0 (zona 2)	
	0,65 – 0,75 (zona 3)	

Os valores apresentados para o TRH, H_n e ϵ_n são referências retiradas de (EPA, 2000).

5.3 DIMENSIONAMENTO

O procedimento adoptado para o projecto da zona húmida construída com a função de tratamento das águas pluviais da Ribeira da Gandra, consistiu em aplicar a carga orgânica (CO) ou “*organic loading rate*” como ponto de partida para determinação da área total (A_t) necessária que a ZHC irá ocupar. Para tal, utilizou-se a expressão (5.1):

$$A_t = \frac{(C_{\text{média,CBO}_5} \times 10^{-6} \times 10^3) \times (Q_{\text{projecto}} \times 24 \times 3600)}{\text{CO}} \quad (5.1),$$

em que: A_t – área total que as zonas da ZHC irá ocupar (ha),

$C_{\text{média,CBO}_5}$ – concentração média da CBO_5 (mg/l),

Q_{projecto} – caudal de projecto (m^3/s),

CO – carga orgânica ($\text{kg CBO}_5/\text{ha.dia}$),

tendo-se obtido o seguinte resultado:

$$A_t = \frac{(71 \times 10^{-6} \times 10^3) \times (0,08 \times 24 \times 3600)}{95} \Leftrightarrow A_t \approx 5,2 \text{ ha} \approx 52000 \text{ m}^2 \quad (5.2).$$

O local para implementação da ZHC tem uma área disponível de cerca de 7,3 ha, e situa-se entre as curvas de nível dos 90 e 80 m. Desta forma, as 3 zonas serão desenhadas de forma a aproveitar o máximo de terreno, e de forma irregular, para que o sistema seja melhor enquadrado na paisagem e para que melhor se assemelhe a uma ZHN. Pretende-se que a intervenção do Homem seja pouco percebida.

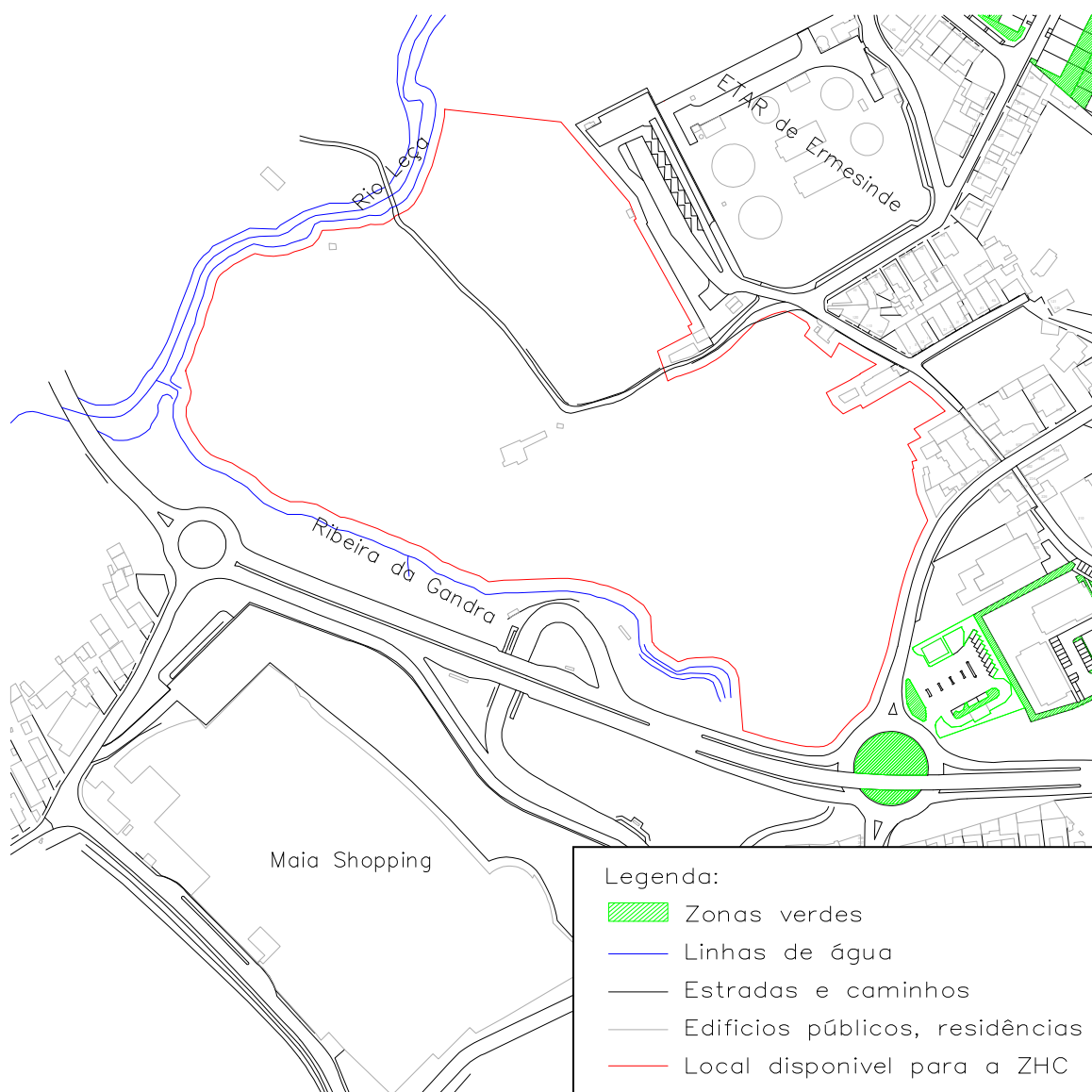


Figura 5. 2 Local disponível para a implementação da ZHC.

Depois de se determinar a área total necessária para a instalação da ZHC, determina-se, com base nos TRH definidos para cada zona considerada, o volume total sabendo que na zona 1, o tratamento irá decorrer durante um TRH igual a 2 dias, na zona 2 terá a duração de 3 dias e na zona 3 durante 1 dia. No total o TRH será 6 dias, pelo que o volume total ocupado pelas zonas é determinado:

$$V_t = Q_{\text{projecto}} \times 24 \times 3600 \times \text{TRH}_t \quad (5.3),$$

em que: V_t – volume total ocupado pelas zonas da ZHC (m^3),

Q_{projecto} – caudal de projecto (m^3/s),

TRH_t – tempo de retenção hidráulica total (dias),

tal que:

$$V_t = 0,088 \times 24 \times 3600 \times 6 \Leftrightarrow V_t = 41472 \text{ m}^3 \quad (5.4).$$

Para determinar o volume individual de cada zona, utilizou-se a expressão (5.5):

$$V_n = \left(\frac{\text{TRH}_n}{\text{TRH}_t} \right) \times V_t \quad (5.5),$$

em que: n – nº da zona da ZHC,

V_n – volume da zona n da ZHC (m^3),

TRH_n – tempo de retenção hidráulica da zona n (dias),

TRH_t – tempo de retenção hidráulica total (dias),

V_t – volume total ocupado pelas zonas da ZHC (m^3).

Da aplicação da expressão (5.5), obtiveram-se os resultados do Quadro 5.1. Pelo que a soma dos volumes de cada zona é concordante com o volume total determinado em (5.4).

Quadro 5. 1 Volume de cada uma das zonas da ZHC.

	Volume por zona (m^3)
Zona 1	13 824
Zona 2	20 736
Zona 3	6 912
Total	41 472

Sabendo que a profundidade da água na zona 1 e 3 assume valores típicos menores ou iguais a 75 cm, e na zona 2 é maior ou igual a 1,2 m, a área de cada zona n é determinada através da expressão (5.6):

$$A_n = \frac{V_n}{H_n} \quad (5.6),$$

em que: n – nº da zona da ZHC,

A_n – área da zona n (m^2),

V_n – volume da zona n (m^3),

H_n – profundidade de água existente na zona n (m).

Dentro do intervalo de profundidades de cada zona, foram arbitrados valores, de tal forma que a soma das áreas individuais será igual à área total obtida em (5.2). Os resultados são apresentados no Quadro 5.2.

Quadro 5. 2 Área de cada zona n da ZHC.

	H_n (m)	A_n (m^2)
Zona 1	0,6	23 040
Zona 2	1,2	17 280
Zona 3	0,6	11 520
Total	-----	51 840

Baseado nos volumes e áreas individuais de cada zona, na área do local disponível e nas dimensões dos taludes, dimensionaram-se 3 zonas de forma irregular. Os desenhos das zonas em planta foram desenvolvidos em AutoCAD® e são apresentados em formato electrónico na pasta “Volume 2”. As zonas foram dimensionadas tendo em conta uma relação $x:y$ igual a 2:1, e uma folga acima da superfície da água igual a 20 cm.

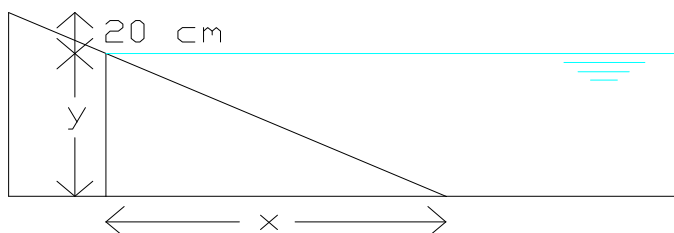


Figura 5. 3 Relação $x:y$ dos taludes e folga acima da superfície da água.

A necessidade de escavação é determinada pela área e volume que as zonas de tratamento irão ocupar. Visto representarem grandes quantidades espaciais e para minimizar a quantidade de solo a escavar e os custos associados, considera-se a possibilidade de elevar o fundo das zonas em relação à cota do terreno, sendo que o solo escavado pode ser reutilizado para a implementação dos diques em torno das zonas de tratamento. Como ilustrado na Figura 5.4.



Figura 5. 4 Perspectiva da elevação das zonas de tratamento em relação à cota do terreno.

Na Figura 5.5 apresenta-se o perfil em corte das multi-camadas, em que considerando a necessidade de impermeabilização, cada zona irá ser constituída por uma camada de argila compacta com cerca de 5 cm de espessura, e uma camada de substrato (mistura de solo, areia, gravilha, rocha e matéria orgânica) com cerca de 20 cm de espessura, suficiente para o desenvolvimento espontâneo da vegetação.

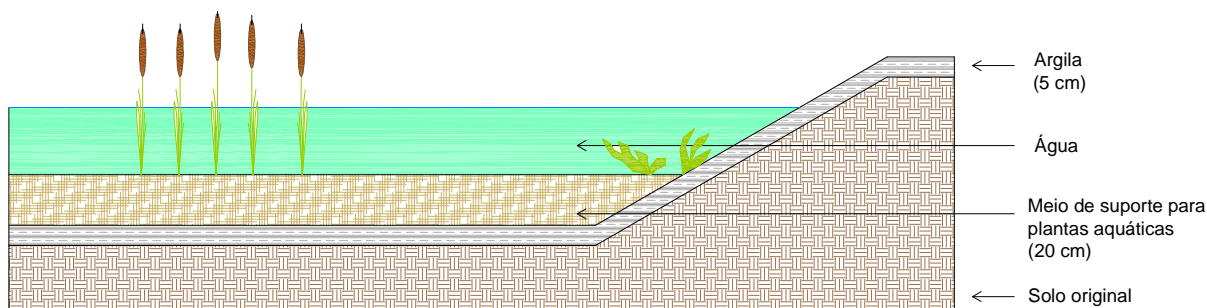


Figura 5. 5 Perfil em corte das multi-camadas em cada zona da ZHC.

Além das zonas de tratamento, o sistema global de tratamento é composto por outras estruturas e equipamentos de suporte, com funções distintas:

1. Estrutura de desvio de caudal da Ribeira

A estrutura de desvio de caudal será construída com o objectivo de permitir a entrada de caudais de efluente menores ou iguais ao caudal de projecto.

Para fazer o desvio do caudal de projecto será feita uma regularização de um troço do leito, com a construção de uma câmara de desvio de caudal de fundo em betão armado situada a cerca de 2 m abaixo da cota do terreno.

O fundo de aproximação terá uma inclinação igual 2,5 %. No fundo a câmara será formada por uma caleira interceptora, com dimensões 300 x 90 x 40 cm, que recolhe o caudal a desviar para tratamento. Essa caleira fará ligação com uma conduta enterrada em PVC DN 400 com inclinação igual a 0,5 % e uma comporta de DN 400 com sistema motorizado e manual. A velocidade de água na conduta será 0,9 m/s, suficiente para transportar todos os sólidos. Os cálculos do dimensionamento da conduta de chegada são apresentados no Anexo E.

De forma a proteger a caleira considera-se a construção de uma câmara de desvio em betão armado, que terá abertura 2 x 3 m, permitindo a passagem de um caudal máximo de 12 m³/s.

Para protecção do troço da Ribeira imediatamente a seguir à câmara de desvio, é necessária a construção de um enrocamento de extensão 2 m.

2. Obra de entrada

A obra de entrada será composta por um conjunto de:

- um medidor de caudal, do tipo canal Parshall, pré-fabricado em PRFV, que permitirá a passagem de um caudal máximo de 111 l/s. A secção estrangulada terá uma largura de 6". Inclui a instalação de um detector de nível do tipo ultrasónico ligado a um conversor de sinal. O conversor que por sua vez estará ligado a um relé, que irá transmitir informação para actuação automática da comporta, permitirá fazer a recolha e armazenamento em "data-logger" de dados como o caudal instantâneo e volume acumulado.

- um crivo do tipo inclinado rotativo, para captura dos sólidos mais grosseiros. O crivo será instalado num canal de secção rectangular com largura 600 mm, e irá fazer a captura de sólidos através de uma grade perfurada com orifícios de 3 mm de diâmetro, que são removidos por um parafuso sem fim, que por sua vez eleva, desidrata e compacta os sólidos até à secção de descarga do equipamento. A descarga deve ser realizada a uma altura superior a 1,2 m acima do chão, de modo a possibilitar a colocação de um contentor normalizado de resíduos. Terá capacidade para receber um caudal máximo de 350 m³/h (sem colmatação) e equipado a montante com um detector de nível de água para controlo do funcionamento de acordo com a variação de acumulação de sólidos.

Planeou-se a colocação de uma grade inclinada de limpeza manual, em paralelo e no caso de avaria do crivo do tipo rotativo. A grade é em barras de aço inoxidável, rectangular de 10 x 20 mm, com passagem de 20 mm, e será instalada num canal de largura igual a 55 cm e profundidade igual à do canal do crivo. Os sólidos removidos são colocados num tabuleiro onde a desidratação é feita graviticamente;

- uma estação elevatória, é neste caso necessária, visto a recolha do caudal desviado ser feita em profundidade e a um nível inferior ao das zonas de tratamento. Deste modo, considera-se utilizar um conjunto de 3 electrobombas (2 activas e 1 de reserva), do tipo submersível, com turbina monocanal, e passagem livre de 100 mm, para um caudal unitário de 40 l/s e uma elevação de 5 m. As bombas serão accionadas por motores eléctricos de 3,5 kW. O poço de bombagem terá dimensões de 2,2 x 1,2 x 2,0 m tendo uma folga superior de 50 cm. Será instalado no poço de bombagem, um detector de nível do tipo hidrostático para detecção dos seguintes níveis:

- (1) O nível mínimo, para paragem de todas as bombas,
- (2) 2 níveis intermédios, para arranque das bombas,
- (3) O nível máximo, para alarme (devido às bombas não funcionarem ou o caudal de chegada ultrapassar a capacidade máxima de elevação) e fecho da comporta.

As saídas de todas as bombas serão equipadas com válvulas de retenção do tipo esfera e válvulas de seccionamento do tipo cunha elástica. A parte da conduta elevatória, de DN 300, instalada à vista será em ferro zincado ou aço inoxidável e a parte enterrada em PEAD.

3. Distribuição do caudal afluente

Para distribuição do caudal afluente elevado, através da zona de tratamento 1, serão instaladas 3 a 4 condutas em tubo de DN 300. Cada um dos tubos deve ser equipado com uma válvula de seccionamento, do tipo cunha elástica, que permite regularizar os caudais distribuídos. As válvulas devem ser protegidas por caixas enterradas de betão ou tijolo com tampas. O mesmo se aplica à distribuição do caudal entre as zonas 1 e 2 e entre as zonas 2 e 3. As condutas de distribuição quando colocadas para fazer a distribuição entre zonas, devem atravessar os taludes das respectivas zonas e estar localizadas ao mesmo nível.

4. Estrutura de descarga do efluente tratado

O efluente tratado será recolhido na zona 3 através de dois descarregadores superficiais do tipo soleira delgada. A inclinação do fundo dos descarregadores conduz o efluente tratado para uma câmara de recolha, que posteriormente orienta o fluxo de saída do efluente para a boca de uma conduta em tubo de PVC, DN 400. Cada descarregador é equipado com um septo em chapa para retenção de sólidos flutuantes. Os cálculos de determinação das dimensões do descarregador apresentam-se no anexo E.

O emissário deverá ser antecedido por um medidor de caudal do tipo canal Parshall idêntico ao da obra de entrada, e uma caixa de recolha de amostras do efluente com

dimensões de 45 x 45 cm. Essa caixa de amostragem é relativa à necessidade de se fazer o controlo analítico da qualidade do efluente descarregado.

O término do emissário deve ser construído com ligação a uma boca de descarga em betão armado de forma trapezoidal em planta, com fundo ligeiramente inclinado. O fundo da boca de descarga será feito com um enrocamento para proteger e minimizar os impactes que a descarga do efluente possa criar no leito e margens do Rio Leça.

Os desenhos da implantação geral do sistema de tratamento em planta (desenho nº 1), e os desenhos pormenorizados do canal de desvio de caudal (desenho nº 2), da obra de entrada e da estrutura de descarga do efluente tratado (desenho nº 3), são apresentados em formato electrónico na pasta "Volume 2".

5.4 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO

O desempenho de remoção da carga poluente deste tipo de sistemas já foi várias vezes avaliado. De seguida apresenta-se no Quadro 5.3 os resultados obtidos com dois estudos de eficiências realizados pela EPA, em 27 e 22 ZHC's, respectivamente. Nas ZHC's que foram avaliadas, é possível reconhecer a grande capacidade de atenuação da carga poluente principalmente em termos de CBO₅, SST e colónias de coliformes fecais. No entanto, a redução em termos de nutrientes não é tão promissora, tendo havido em alguns casos um aumento de concentração através de carga interna.

Quadro 5. 3 Eficiências obtidas em ZHC's com escoamento superficial (EPA, 2000¹) (EPA, 2000²).

	(EPA, 2000 ²)			(EPA, 2000 ¹)		
	C _i (mg/l)	C _o (mg/l)	% remoção	C _i (mg/l)	C _o (mg/l)	% remoção
CBO₅	70	15	79	113	22	81
SST	69	15	78	112	20	82
Azoto amoniacal	9	7	22	13,4	12	10
Fósforo total	4	2	50	1,39	2,42	-74
Coliformes fecais (u/100ml)	73 000	1 320	98	73 000	403	99

Em alguns casos, as eficiências estão muito dependentes de factores hidrológicos: se a taxa de evapotranspiração for muito elevada, as concentrações à saída mantêm-se elevadas e a eficiência desejada não é atingida, e por outro lado se a precipitação for muito

elevada, irá diluir de tal forma as concentrações, e a eficiência desejada será facilmente atingida. No entanto, os factores hidrológicos não se revelam tão críticos para as eficiências em regiões de clima moderado (EPA, 2000²).

Por aplicação das expressões 5.7 e 5.8, é possível verificar quais os efeitos de outros factores como a temperatura, a velocidade de degradação e a porosidade sobre a eficiência de remoção.

$$K_T = K_{20} \times 1,06^{(T-20)} \quad (5.7),$$

em que: K_T – velocidade de redução da CBO, à temperatura T de projecto (1/dia),

K_{20} – velocidade de redução da CBO, a 20 °C (1/dia),

$$CBO_o = e^{-\left(\frac{A_n}{Q_{\text{médio}}} \times \frac{K_T \times H_n \times \epsilon_n}{100} \ln(CBO_i)\right)} \quad (5.8),$$

sendo: CBO_o – concentração de CBO à saída, no efluente (mg/l),

CBO_i – concentração de CBO à entrada, no afluente (mg/l),

A_n – área superficial da zona n da ZHC (m²),

$Q_{\text{médio}}$ – caudal médio afluente (m³/d),

H_n – altura da água (m),

ϵ_n – porosidade do meio de suporte (%).

Fazendo variar a temperatura, dentro da gama típica de desenvolvimento de microrganismos que actuam neste tipo de sistemas de tratamento, para $T = 10$ °C, 12,5 °C e 15 °C, e com as características apresentadas no Quadro 5.4, é possível obter boas eficiências de remoção de CBO, na ordem dos 90%. Verificou-se que para variações de temperatura iguais ($\Delta T = 2,5$ °C), a taxa de redução de CBO cresce no sentido do aumento da temperatura, mas pela tendência do aumento, esta tende a estabilizar (Figura 5.6).

Quadro 5. 4 Dados para o cálculo das eficiências de remoção de CBO e relação da remoção com a temperatura.

Zona	A_n (m ²)	ε (%)	H_n (m)	K_{20} (1/d)
1	23.040	35	0,6	0,50
2	17.280	100	1,2	0,80
3	11.520	35	0,6	0,55
Total		51.840		

Para T = 10,0 °C:				
Zona	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,279	71	52	26,9
2	0,447	52	6	88,3
3	0,307	6	5	15,8
Total				92,8

Para T = 12,5 °C:				
Zona	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,323	71	49	30,4
2	0,517	49	4	91,6
3	0,355	4	3	18,0
Total				95,2

Para T = 15,0 °C:				
Zona	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,374	71	47	34,2
2	0,598	47	3	94,3
3	0,411	3	2	20,6
Total				97,0

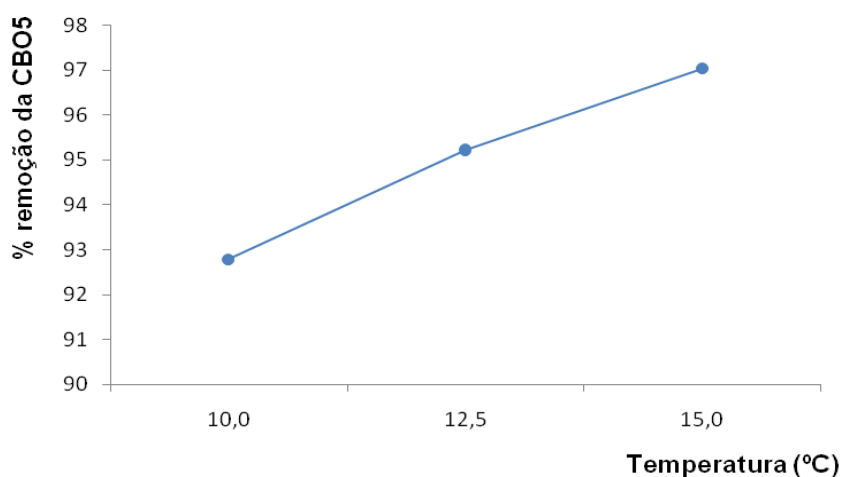


Figura 5. 6 Relação entre a eficiência de remoção de CBO e a temperatura.

Para uma mesma temperatura ($T = 10$ °C), fazendo variar a velocidade de redução de CBO nas diferentes zonas foi possível constatar que de uma forma geral, para cada uma

das zonas, para taxas de redução de CBO menores, a eficiência de remoção é menor. E mesmo uma redução significativa, não altera grandemente a eficiência de remoção, que se mantém na ordem dos 90%.

Quadro 5. 5 Dados para o cálculo das eficiências de remoção de CBO e relação com a velocidade de redução de CBO.

Zona	A_n (m ²)	ε (%)	H_n (m)
1	23.040	35	0,6
2	17.280	100	1,2
3	11.520	35	0,6
Total		51.840	

Zona	K_{20} (1/d)	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,5	0,279	71	52	26,9
2	0,8	0,447	52	6	88,3
3	0,55	0,307	6	5	15,8
Total					92,8

Zona	K_{20} (1/d)	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,3	0,194	71	57	19,5
2	0,7	0,452	57	7	88,6
3	0,35	0,226	7	6	11,9
Total					91,9

Zona	K_{20} (1/d)	K_T (1/d)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	0,2	0,149	71	60	15,4
2	0,6	0,448	60	7	88,4
3	0,25	0,187	7	6	9,9
Total					91,1

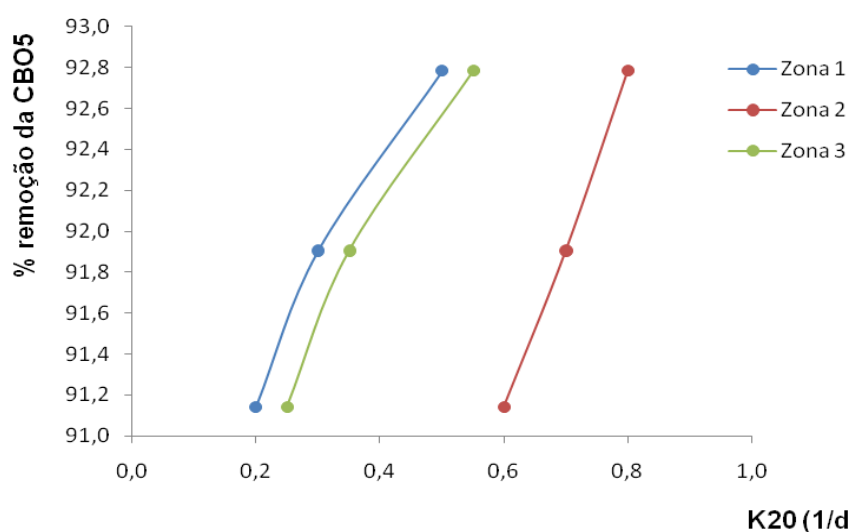


Figura 5. 7 Relação entre a eficiência de remoção da CBO e a velocidade de redução (K_{20}).

Por sua vez a influência da porosidade do meio de suporte pode ser analisada através dos resultados apresentados no Quadro 5.6 e na Figura 5.8, em que para uma mesma temperatura, a remoção de CBO é superior para maiores porosidades.

Quadro 5. 6 Dados para o cálculo das eficiências de remoção de CBO e relação com a porosidade do meio de suporte.

Zona	A_n (m ²)	H_n (m)	K_{20} (1/d)	K_T (1/d)
1	23.040	0,6	0,50	0,279
2	17.280	1,2	0,80	0,447
3	11.520	0,6	0,55	0,307
Total		51.840		

Zona	Poros. (%)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	65	71	40	44,1
2	100	40	5	88,3
3	65	5	3	27,3
Total 95,2				

Zona	Poros. (%)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	50	71	45	36,0
2	90	45	7	85,5
3	50	7	5	21,8
Total 92,7				

Zona	Poros. (%)	CBO _i (mg/l)	CBO _o (mg/l)	Remoção (%)
1	35	71	52	26,9
2	80	52	9	82,0
3	35	9	8	15,8
Total 88,9				

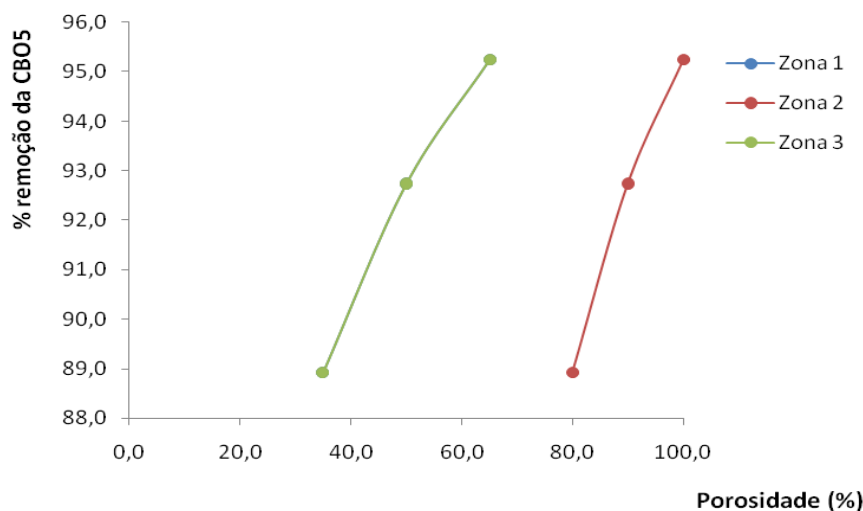


Figura 5. 8 Relação entre a eficiência de remoção da CBO e a porosidade do meio suporte.

Uma outra perspectiva das eficiências que este tipo de sistema permite alcançar passa pelo facto deste constituir um complexo de tratamento final com o objectivo de afinar as características físico-químicas da água da Ribeira da Gandra, que por si só em algumas alturas atinge valores de qualidade bastante razoáveis. E é neste sentido que se considera poder inferir que o sistema irá permitir alcançar qualidade superior aos limites legais de descarga de águas residuais.

Deste modo, e como é difícil medir com exactidão a eficiência do sistema antes da sua operacionalização, considera-se que o sistema reduzirá apenas em 15% o VLE correspondente às substâncias poluentes analisadas, esperando-se à saída do sistema os seguintes valores: $\text{CBO}_5 < 34 \text{ mg/l}$; $\text{CQO} < 128 \text{ mg/l}$; $\text{SST} < 51 \text{ mg/l}$; Azoto amoniacal $< 9 \text{ mg/l}$; Fósforo Total $< 9 \text{ mg/l}$. As respectivas eficiências encontram-se estimadas no Quadro 5.7, onde é possível verificar que não são atingidas eficiências tão elevadas como as eficiências que constam em literatura. Tal acontece porque as próprias características da água afluyente não são assim tão superiores aos VLE, pelo que para atingir esses valores não é necessário percorrer um grande desempenho do sistema de tratamento.

Quanto ao fósforo total nada se analisou em relação à eficiência, visto em média o fósforo já apresentar características no afluyente dentro dos VLE.

Quadro 5. 7 Estimativa da eficiência de remoção das substâncias analisadas para o sistema de tratamento dimensionado.

	$C_i \text{ (mg/l)}$	$C_o \text{ (mg/l)}$	Eficiência (%)
CBO_5	71	34	52
CQO	194	128	34
SST	76	51	33
Azoto Amoniacal	24	9	65

CAPÍTULO 6

6 VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÓMICA DAS BIOBARREIRAS EM PORTUGAL

A execução e aplicação das zonas húmidas construídas com a função de melhorar a qualidade das águas pluviais urbanas deve ser avaliada em pelo menos duas vertentes: a sua validade técnica; e a eficiência económica. Estas duas vertentes podem ser conjugadas num só indicador, como medida de comparação com outras tecnologias de tratamento de águas, através de uma análise custo – benefício.

O valor técnico destes sistemas pode ser avaliado com base nas eficiências previstas de tratamento, isto é pela forma como o sistema irá permitir cumprir os valores limite de emissão (VLE) na descarga do efluente tratado. Enquanto, a aplicabilidade económica pode ser definida a partir da capacidade de investimento e sustentação de uma organização quando apresentado o montante previsto para construção, gestão e controlo da obra, operação e manutenção.

A análise de viabilidades terá como ponto de partida o caso de estudo desta prova académica.

Deste modo, em termos de eficiências de remoção de carga poluente, não é novidade a capacidade que estes sistemas têm. Muitas provas já foram dadas da sua aplicação. São amplamente utilizados nos Estados Unidos da América e pouco aplicados na Europa.

Em Portugal, apenas em meados da década de setenta se iniciou a implementação destes sistemas, em especial nas regiões Centro e Sul. Principalmente na região Centro, em que existem localidades com população bastante dispersa, adoptaram-se estes sistemas como medida descentralizada de saneamento. Até Julho de 2006, existiam em Portugal, um total de 300 zonas húmidas construídas operacionais. Dessas, cerca de 176 constituem sistemas uni-habitacionais, e os restantes são sistemas municipais (RIBEIRO, 2007).

A informação quanto à eficiência destes sistemas aplicados no nosso país é escassa, havendo no entanto tendência para confirmar a boa capacidade de redução de CBO₅, SST e organismos patogénicos, e uma remoção de azoto e fósforo menos eficaz. Nestes sistemas, o que se revela fulcral para o seu sucesso são as condições em que se faz o projecto e as condições de operação e manutenção (RIBEIRO, 2007).

É ainda suportado pelo Quadro 5.7, que as eficiências de remoção num sistema como o estudado com aplicação para o afinamento das características do efluente não precisam de

ser muito elevadas. Pelo que se concluiu que mesmo que o sistema não atinja eficiências da ordem dos 80%, com algumas eficiências inferiores consegue reduzir as concentrações abaixo do limite legal de descarga de águas residuais.

Quanto à viabilidade económica são avaliadas monetariamente todas as fases e estruturas que o sistema pressupõe para a sua implementação, funcionamento e manutenção a longo prazo. Portanto, a análise económica deste sistema divide-se em custos de investimento (custo de todas as despesas que envolvem a construção e implementação do sistema) e custos de operação e manutenção (custo de todos os encargos que o funcionamento do sistema pressupõe).

Consta no **Anexo F**, a descrição das fases de construção, gestão e controlo da obra, e os seus respectivos custos, num formato de estimativa orçamental. São multiplicadas as quantidades de construção civil (Quadro A.F.1), materiais e equipamentos (Quadro A.F.2), circuitos hidráulicos (Quadro A.F.3) e instalações eléctricas (Quadro A.F.4) necessárias pelo seu preço unitário. Essas quantidades avaliam o investimento a realizar para a construção do sistema de tratamento de acordo com as secções funcionais em que se divide o sistema propriamente dito (canal de desvio de caudal, obra de entrada, zonas de tratamento, estrutura de descarga do efluente tratado), e todos os aspectos de suporte/envolvente ao sistema de tratamento (vedação de segurança, arruamentos, zonas verdes, iluminação, ...).

Como um dos grandes objectivos deste tipo de sistema de tratamento passa pela semelhança com uma zona húmida natural tirando proveito dos mecanismos naturais de atenuação da carga poluente, então seria expectável, que para um sistema de tratamento pouco complexo como este, que não implica a aplicação de grandes quantidades de construção civil, equipamentos, reagentes, circuitos hidráulicos e instalações eléctricas, que os custos de todos estes itens fossem mais reduzidos em relação a um sistema convencional, como uma ETAR. Tal é visível através da extensão relativamente curta da estimativa orçamental, e pelos custos presentes no Quadro 6.1. Do Quadro 6.1 é possível observar que a construção civil é o que pesa mais no global da estimativa orçamental, representando cerca de 85% dos custos de investimento. Quanto aos custos com equipamentos estes podiam ser ainda mais reduzidos, caso não fosse necessário fazer a elevação do caudal afluente.

Quadro 6. 1 Tabela resumo da estimativa orçamental.

		%
1.	Construção Civil	503 640 € 84,3
2.	Equipamentos Metal e Electromecânicos	37 780 € 6,3
3.	Circuitos Hidráulicos Exteriores	20 515 € 3,4
4.	Instalações Eléctricas	35 366 € 5,9
	TOTAL	597 301 € 100,0

No entanto, não são apenas os custos de investimento que pesam na decisão por um dado sistema de tratamento. Também devem ser quantificados os custos de operação e manutenção que o funcionamento normal do sistema de tratamento engloba. Estes custos dividem-se em fixos e variáveis.

Classificam-se como custos fixos:

Custos fixos = Custos de recursos humanos + Custos administrativos e financeiros + custos de manutenção e conservação + custos de controlo

>> Custos de recursos humanos

Os custos associados aos recursos humanos são o custo do trabalho remunerado por pelo menos 2 operadores (um em regime permanente e outro em tempo parcial, que assegure os dias de feriado e outros similares). O operador terá a tarefa de fazer a inspecção diária do funcionamento do tratamento, das instalações mecânicas, eléctricas e instrumentos, limpeza geral, vigilância, registo das operações, recolha de amostras, controlo do armazenamento dos resíduos sólidos no contentor, pequenas reparações, comunicação diária com um superior. Considera-se ser cerca de 850 €, o salário mensal do operador, já com encargos de segurança social e seguro.

>> Custos administrativos e financeiros

Todos os encargos relacionados com serviços de contabilidade, registo, processamento e arquivo de dados e a realização de relatórios são alocados a custos administrativos. Estima-se serem pouco significativos, na ordem dos 1000 €/ mês.

Já os custos financeiros são estimados em função do investimento e do tempo de vida útil do sistema e equipamentos utilizados. Quanto ao sistema a vida útil pode chegar a 40 anos, no entanto os equipamentos, dependendo da garantia e do tipo de uso que se faça, podem necessitar de ser substituídos de 10 em 10 anos.

>> Custos de manutenção e conservação

Dado a grande maioria dos equipamentos e materiais serem pouco complexos e não necessitarem de grandes trabalhos de manutenção, os custos de manutenção podem ser considerados relativamente reduzidos. Estes custos podem representar durante um ano inteiro de manutenção cerca de 5% do custo total de equipamento, e será um serviço a pagar externamente.

Por outro lado a conservação do estado do sistema e dos equipamentos está associada às obras de construção civil, incluindo a estrutura de desvio de caudal, a obra de entrada, o poço de bombagem, os diques das zonas de tratamento, os arruamentos, a vedação, portões, placas de anúncio, etc, que podem representar numa base anual cerca de 1% do custo de investimento.

>> Custos de controlo analítico

Num sistema de tratamento é prática fazer a recolha de amostras para análise de parâmetros de avaliação do desempenho do sistema, mas também para participação do seu funcionamento às entidades competentes (por exemplo, ARH). Os custos destes trabalhos baseiam-se na frequência e no tipo de parâmetros que são exigidos controlar pela autoridade de controlo. Os parâmetros pH, CQO, CBO, SST, fósforo total e azoto total são os mais usuais para controlo. Estes parâmetros devem ser determinados em laboratórios acreditados e os seus preços unitários são aproximadamente 2, 5, 15, 12, 25 e 12 €, respectivamente.

Quando se trata de documentar o funcionamento internamente à empresa gestora do sistema de tratamento devem ser realizadas análises com pelo menos frequência bi-semanal. E além destas quando se tem de reportar às autoridades que exigem controlo, a frequência mínima será de 4 vezes/ano com amostras compostas de 24 horas à saída da instalação.

No caso do sistema estudado e dada a sua relativa simplicidade, os custos variáveis, correspondem apenas à oscilação do consumo de energia, e à recolha, armazenamento, transporte e deposição dos resíduos sólidos gerados, quer durante a gradagem, quer pela degradação das plantas aquáticas.

$$\text{Custos variáveis} = \text{Custos de energia eléctrica} + \text{Custos de gestão de resíduos}$$

>> Custos de energia eléctrica

Este tipo de custo é estimado a partir do consumo energético realizado pelos equipamentos electromecânicos e outras instalações eléctricas (iluminação, quadro eléctrico, etc).

Sabendo que o consumo energético se iguala ao produto da potência absorvida pelo tempo de funcionamento diário, e que o custo unitário por kWh ronda cerca de 0,08 €, é possível estimar os custos do equipamento electromecânico e das instalações eléctricas conhecendo valores típicos de taxa de consumo.

Deste modo, o consumo dos equipamentos electromecânicos repartem-se por:

- crivo mecânico: 1 crivo \times 0,75 kW \times 6 horas/dia;
- electrobombas: 2 electrobombas \times 3,5 kW \times 20 horas/dia;
- comporta motorizada: considerou-se desprezado.

Enquanto que o consumo pelas instalações eléctricas é:

- quadro eléctrico: 1 quadro eléctrico \times 60 W \times 24 horas/dia;
- iluminação exterior: 35 lâmpadas de vapor de sódio \times 75 W \times 10 horas/dia;
- iluminação interior: considerou-se desprezado.

>> Custos de gestão de resíduos

Considera-se que os custos associados com a produção de resíduos e a taxa de deposição em aterro é pouco significativa visto os detritos das plantas aquáticas poderem ser encaminhados para compostagem numa unidade de gestão de resíduos urbanos, como a LIPOR, que se localiza muito próximo do local onde está prevista a implementação do sistema.

No Quadro 6.2 demonstra-se quais os resultados monetários destinados à operação e manutenção do sistema de tratamento. Verificou-se que os custos fixos são superiores aos custos variáveis, sendo os custos com os operadores, aqueles que mais pesam no custo total de operação e manutenção, representando cerca de 50 % do custo total.

Quadro 6. 2 Custos de operação e manutenção do sistema de tratamento estimados numa base anual.

Custos de Operação e Manutenção Anuais (O&M)		
Custos Fixos	€/ ano	% custo O&M
Recursos Humanos	20 300	49
Administrativos e Financeiros	12 000	29
Manutenção e conservação	1 890	5
Controlo Analítico		
Análises de frequência bi-semanal	1 750	
Análises de frequência 4 vezes/ano	285	
Total	2 035	5
Total	36 225	
Custos Variáveis	€/ ano	% custo O&M
Energia eléctrica		
Equipamentos electromecânicos		
Crivo	130	
Electrobombas	4 100	
Comporta	0	
Total	4 230	10
Instalações eléctricas		
Quadro eléctrico	40	
Iluminação exterior	770	
Iluminação interior	0	
Total	810	2
Gestão de resíduos sólidos	0	
Total	5 040	
Total (€/ ano)	41 265	100

Na estimativa orçamental realizada não se incluiu o custo de eventual aquisição do terreno na zona de implantação. No entanto, para a zona considerada, o preço corrente por m² é cerca de 8 €. Sabendo que o sistema de tratamento ocuparia cerca de 60 000 m², o custo de aquisição associado rondaria os 480 000 €.

Contabilizando os custos de investimento e acrescentando a esse custo, o custo de aquisição do terreno, o custo global aumenta para cerca de 1 100 000 €. Neste caso, o custo de aquisição do terreno representa uma grande parcela do custo global ($\approx 40\%$).

A grande desvantagem de uma ZHC passa pela necessidade de ocupação de uma elevada área e pela disponibilidade dessa área. No caso do sistema estudado, teria de ocupar cerca do dobro da área ocupada pela ETAR de Ermesinde. Um atenuante desta desvantagem pode ser conseguido através dos méritos paisagísticos que proporciona e das actividades recreativas que nesse local se poderiam realizar.

Em termos de análise económica destes sistemas quando comparados com sistemas de tratamento convencionais, os custos de construção são inferiores, assim como os custos de operação e manutenção. Estes sistemas envolvem muito menos construção e exigem muito menos monitorização e reagentes que os sistemas convencionais. No entanto, esta comparação não pode ser assim tão linear, visto que quando se trata de ETAR, mesmo que façam o tratamento combinado, estamos na presença de uma grandeza de cargas poluentes muito mais elevada.

Se para um mesmo local e para uma mesma população, se considerasse a aplicação de uma ZHC como medida descentralizada para o tratamento de águas residuais, aí sim a comparação com a aplicação de uma ETAR já seria mais correcta, visto estarmos a falar do mesmo âmbito de carga poluente.

A partir do Quadro 6.3, onde consta uma estimativa dos custos de exploração entre uma ETAR e a ZHC estudada, verifica-se que o custo de exploração, tanto em termos de carga orgânica removida como em volume de efluente tratado, é inferior no caso da ZHC, reduzindo quase 30% em termos de carga orgânica removida e quase 90% em termos de volume de efluente tratado, em relação à ETAR.

Quadro 6. 3 Estimativa e comparação dos custos de exploração entre uma ETAR e a ZHC de Ermesinde.

	ETAR	ZHC de Ermesinde, Valongo
Caudal médio (m ³ /d)	35 000	6 912
CBO _i (mg/l)	400	71
CBO _o (mg/l)	10	15
Carga orgânica removida (kg CBO/mês)	409 500	11 612
Custo médio de exploração (€/mês)	200 000	4 000
Custo unitário de exploração:		
(€/kg CBO removida)	0,49	0,34
(€/m ³ de efluente tratado)	0,19	0,02

Suporta-se uma grande possibilidade de aplicação do sistema de tratamento, com base nos seguintes argumentos: além de melhorar a qualidade da água e a qualidade de vida e lazer da população local pode ainda ser considerado um factor contribuinte para a melhoria da eficiência do Projecto Corrente Rio Leça, que tem repercussões ao longo de toda a bacia hidrográfica do Rio Leça, em especial nos troços do rio a jusante do local de aplicação.

É ainda de salientar a melhoria da qualidade das águas balneares cujas correntes marítimas deslocam efluentes do Rio Leça, para esses locais, tais como as praias do Porto e de Gaia. E por último, a possibilidade de exploração destes sistemas como centros de interpretação ambiental, com várias potencialidades para a investigação de mecanismos naturais, para estudo da fauna e da flora, para visitas de estudo, etc. Além disso, o período de vida deste tipo de sistemas, que depende da evolução das cargas poluentes a que serão submetidos, pode usualmente chegar a operar durante 20 anos, sem redução da eficiência de tratamento.

A viabilidade positiva de aplicação ao caso da Ribeira da Gandra, não é regra para todos os locais, porque como já foi adiantado na secção *Considerações técnicas* do Capítulo 5, o desempenho das zonas húmidas construídas depende de vários factores.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSÕES

A poluição das águas pluviais urbanas pode ter origem no escoamento superficial em meio urbano através do varrimento de vários poluentes, depositados sobre as superfícies impermeáveis, ou através de descargas ilícitas de águas residuais para as linhas de água e/ou sistema de drenagem de águas pluviais.

Como soluções de atenuação da carga poluente transportada pelas águas pluviais, existe uma variedade de medidas. As suas eficiências são de difícil determinação, especialmente as das medidas não-estruturais, enquanto que as medidas estruturais são dependentes das condições locais e de critérios de projecto. A eficiência não é o único critério de selecção, sendo a decisão completada por uma análise custo-benefícios.

Essas medidas são em geral integradas numa estratégia de controlo da poluição de águas pluviais urbanas. Essas estratégias têm objectivos sempre definidos para prevenir e mitigar a carga poluente, o mais a montante possível da bacia, ou seja, são planeadas para minimizar os efeitos da poluição no ponto de geração do escoamento. O planeamento do meio urbano é muito importante, porque pode ser determinante na prevenção e minimização do volume de escoamento superficial, da ocupação de leitos de cheia, da preservação das barreiras naturais de filtração de poluentes, e na protecção e requalificação das linhas de água.

A caracterização do potencial poluente das águas pluviais urbanas é o ponto de partida para definição da necessidade de aplicação de uma tecnologia de tratamento. Para o caso de estudo, da Ribeira da Gandra, concluiu-se que a qualidade da água da ribeira não é apenas influenciada pela precipitação, mas sobretudo pela força de factores antropogénicos. Chegou-se à conclusão que a melhor solução para atenuação de alguns dos períodos de poluição que se registam na Ribeira da Gandra seria a implementação de uma zona húmida construída, que possibilitasse a simulação dos mecanismos de tratamento natural que ocorrem em zonas húmidas naturais. Sendo que pelas características de qualidade da água da Ribeira não é necessário atingir as eficiências de remoção da ordem de 80 % que aparecem em alguma literatura, para alcançar valores dentro do legal da descarga de águas residuais.

O principal entrave à implementação deste sistema na Ribeira da Gandra passa pela necessidade de uma área muito elevada que irá ocupar terrenos com proprietários, do que advém custos de expropriação/aquisição do terreno. Pelo que se sugeria que se o sistema

fosse implementado, este trabalho fosse completado com um estudo de recuperação e amortização de capital investido, com condições de funcionamento normal do sistema e supondo o rendimento do sistema como um centro de interpretação ambiental.

Este tipo de sistemas pelo facto de se conceberem relativamente simples, envolvem custos de investimento e de operação e manutenção consideravelmente reduzidos em comparação com sistemas de tratamento convencionais. E além disso, no caso de tratamento de águas pluviais urbanas poluídas conseguem alcançar bons níveis de eficiência.

Resulta desta dissertação, a sugestão para a realização de estudos empíricos de comparação entre as tecnologias de tratamento de águas residuais convencionais e o tratamento natural, como factor decisivo entre as tecnologias. E ainda estudos dos impactes, positivos e negativos, que a implementação de uma medida estrutural pode ter sobre o meio receptor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACCWP, Alameda Countywide Clean Water Program (1999) – “Urban Runoff Pollution Prevention is Everybody’s Business”.
- APICELLA, Guy (2001) – “Urban Runoff, Wetlands and Waterfowl Effects on Water Quality in Alley Creek and Little Neck Bay”, Lawler, Matusky & Skelly Engineers, LLP.
- BELL, Warren (1993) – “A Catalog of Stormwater Quality Best Management Practices for Heavily Urbanized Watersheds”, Seminar Publication, National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local County and State Levels, U.S. EPA, p. 282 – 291.
- BICHANÇA, Maria de Fátima (2006) – “Bacias de Retenção em Zonas Urbanas como Contributo para Resolução de Situações Extremas: Cheias e Secas”, Dissertação apresentada à FEUP para obtenção do grau de Mestre em Vias de Comunicação.
- BRATER, E.F. & KING, H.W. (1976) – “Handbook of Hydraulics”, 6th ed., McGraw-Hill, New-York.
- CHENG, Chia-Yau (2007) – “Capítulo 2 - Sistemas Naturais de Tratamento de Águas Residuais”, Apontamentos teóricos da disciplina de Tecnologias e Sistemas de Tratamento de Águas (II) do Curso de MIEA da FEUP.
- CWP, Center for Watershed Protection (2007) – “Urban Stormwater Retrofit Practices”, Urban Subwatershed Restoration Manual No. 3. Version 1.0. Office of Wastewater Management. U.S.EPA. Washington D.C.
- CWP, Center for Watershed Protection (2000) – “National Pollutant Removal Performance Database for Stormwater Treatment Practices”, 2nd edition.
- DEBO, Thomas N. & REESE, Andrew J. (2003) – “Municipal Stormwater Management”, 2nd edition, Lewis Publishers.
- EPA, U.S. Environmental Protection Agency (1992) – “Storm Water Management for Industrial Activities – Developing Pollution Prevention Plans and Best Management Practices – Summary Guidance”, Office of Water.
- EPA, U.S. Environmental Protection Agency (1999) – “Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices”. Office of Water, Washington D.C.
- EPA, U.S., Environmental Protection Agency (2000¹) – “Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters”, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, 166 p.
- EPA, U.S., Environmental Protection Agency (2000²) – “Wastewater Technology Fact Sheet – Free Water Surface Wetlands”, Office of Water.

- EPA, U.S. Environmental Protection Agency (2003) – “Protecting Water Quality from Urban Runoff – Clean Water Is Everybody’s Business”.
- FIELD, Richard, BROWN, Michael P. & VILKELIS, William V. (1994) – “Stormwater Pollution Abatement Technologies”, Risk Reduction Engineering Laboratory, U.S. EPA Research and Development.
- FISRWG, Federal Interagency Stream Corridor Restoration Working Group (1998) – “Stream Corridor Restoration – Principles, Processes and Practices”, Natural Resources Conservation Services, United States Department of Agriculture.
- GRIGG, Neil S. (2002) – “Water, Wastewater and Stormwater Infrastructure Management”, Lewis Publishers.
- KADLEC, R.H. (2008) “Comparison of free water and horizontal subsurface treatment wetlands”, Ecological Engineering – The Journal of Ecosystem Restoration, p. 159-174.
- LENCASTRE, A., FRANCO, F.M. (1992) – “Lições de Hidrologia”, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2ª edição.
- MANGARELLA, P., STRECKER, E. & BOYD, G. (1993) – “Targeting and Selection Methodology for Urban Best Management Practices”, Seminar Publication, National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local County and State Levels, U.S. EPA, p. 274 – 281.
- MARTINS, F. J. P. (2000) – “Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais - Capítulo 2: Dimensionamento Hidrológico”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, , p. 9-52.
- MATA-LIMA, H., RAMINHOS, C. & SILVA, V.V. (2008) – “Controlo do escoamento e medição de caudais: critérios de dimensionamento de descarregadores em canais, colectores e pequenas represas”, Engenharia Civil, Universidade do Minho.
- MATOS, José Saldanha & SOUSA, Eduardo Ribeiro¹ – “Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais”, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Secção de Hidráulica e dos Recursos Hídricos e Ambientais, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- METCALF & EDDY (1981) – “Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater”, McGraw-Hill, New-York.
- MOPTC, Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações (1995) – Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto de 1995.

¹ Referência de data desconhecida.

- OLIVEIRA, João Miguel da Silva Campos (2007) – “Diagnóstico e Optimização do Tratamento de Águas Residuais em Leitos de Macrófitas”, Dissertação apresentada à FEUP para obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente, no Ramo de Tratamento de Água e Águas Residuais.
 - RAMOS, Carlos M. (2005) – “Drenagem em Infra-Estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
 - RIBEIRO, João P. L. (2007) – “Modelação do comportamento hidráulico de leitos de macrófitas – Estudo referenciado em dados de instalações protótipo em Portugal (Projecto FCT SPESSA)”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
 - SCHUELER, Thomas R. (1993) – “Stormwater Pond and Wetland Options for Stormwater Quality Control”, Seminar Publication, National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local County and State Levels, U.S. EPA, p. 341 – 346.
 - SKUPIEN, Joseph J. (1993) – “Design Considerations for Structural Best Management Practices”, Seminar Publication, National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local County and State Levels, U.S. EPA, p. 265 – 273.
 - SHUTES, R.B.E. *et al* (1997) – “The Design of Wetland Systems for the Treatment of Urban Runoff”, Urban Pollution Research Center, Middlesex University, Wat. Sci. Tech. Vol. 35, No.5, p. 19 – 25.
 - TUCCI, Carlos E. M. (2005) – “Gestão de águas pluviais urbanas – Saneamento para todos”, Programa de Modernização do Sector Saneamento, Brasília, 194 p.
 - USDA, United States Department of Agriculture, NRCS, Natural Resources Conservation Service and EPA, Environmental Protection Agency (2002) – “A Handbook of Constructed Wetlands a guide to creating wetlands for: Agricultural Wastewater, Domestic Wastewater, Coal Mine Drainage, Stormwater, in the Mid-Atlantic Region”, Vol. 1 – General Considerations, 53 p.
 - U.W.E., University of Wisconsin-Extension (1997) – “Polluted Urban Runoff: A source of Concern”.
 - VON SPERLING, M. (1996) – “Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos”, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais.
-

ANEXOS

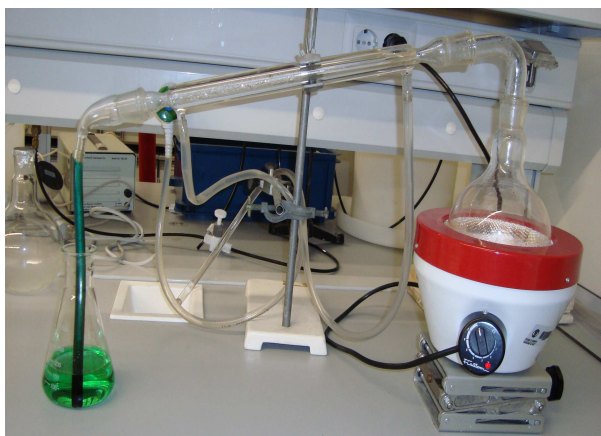
Anexo A Trabalho experimental realizado no LES

Figura A.A. 1 Equipamento de destilação, para determinação do azoto amoniacal.



Figura A.A. 2 Balão de destilação, na determinação do azoto amoniacal.

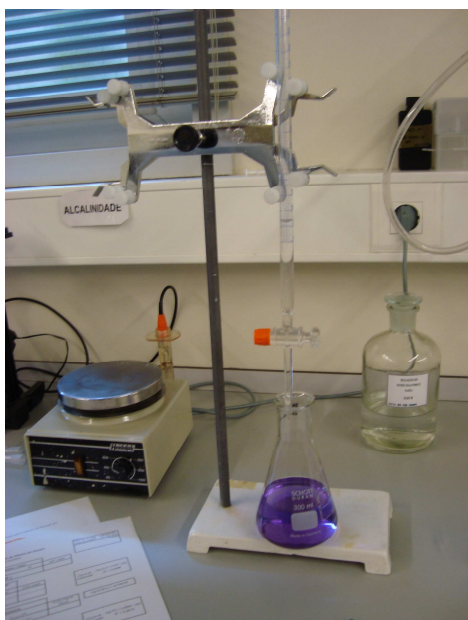


Figura A.A. 3 Titulação do destilado com ácido sulfúrico, para determinação do azoto amoniacal.



Figura A.A. 4 Aspecto do branco e das diluições após digestão, para determinação do fósforo total.



Figura A.A. 5 Aspecto do branco e das diluições após digestão, para determinação do fósforo total.



Figura A.A. 6 Equipamento de filtração por vácuo, para determinação dos SST.



Figura A.A. 7 Equipamento para determinação da CQO.



Figura A.A. 8 Deposição após fixação do oxigénio dissolvido ao fim de 5 dias, para determinação da CBO₅.



Figura A.A. 9 Aspecto dos brancos e das diluições após fixação do O₂ dissolvido, ao fim de 5 dias, para determinação da CBO₅.

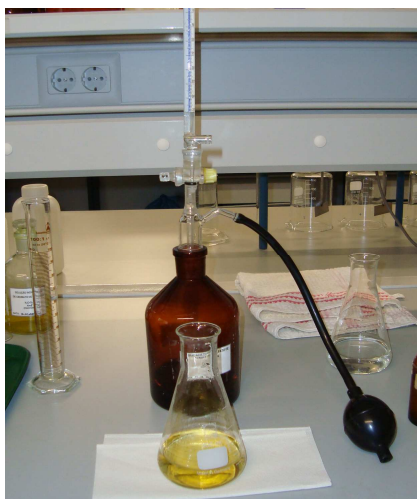


Figura A.A. 10 Titulação com tiosulfato de sódio 0,025 N até amarelo claro, para determinação da CBO₅.



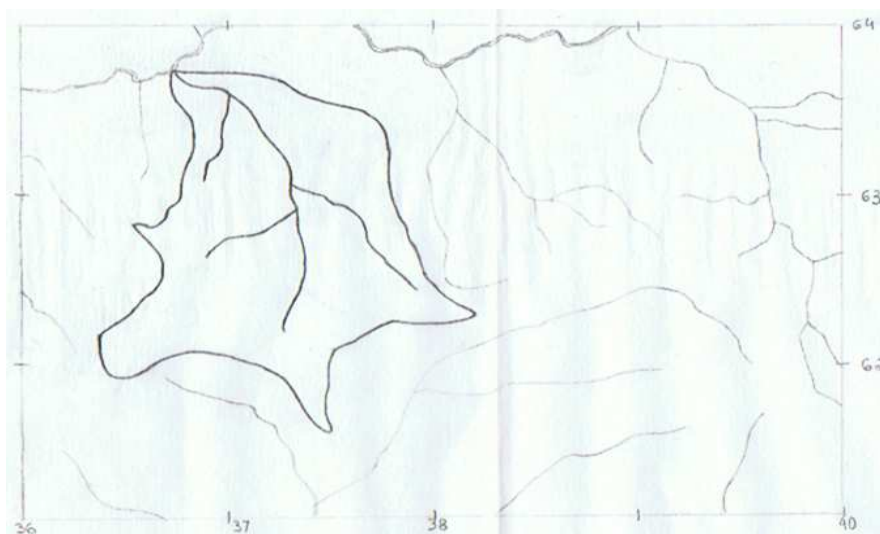
Figura A.A. 11 Titulação com indicador de iodo até azul-escuro, para determinação da CBO₅.

Anexo B Resultados das análises realizadas no LES e dados da Águas de Valongo**Quadro A.B. 1** Resultados das análises de qualidade realizadas à água pluvial da Ribeira da Gandra, durante um período tipicamente seco.

	11.03.2009	25.03.2009	01.04.2009	15.04.2009	29.04.2009	13.05.2009	27.05.2009
pH	-	7,1	-	7,3	7,7	8,3	7,2
SST (mg/l)	18,0	23,0	55,0	55,0	24,0	242,0	8,0
CQO (mg/l)	81,0	56,0	94,0	102,0	116,0	338,0	63,0
CBO ₅ (mg/l)	19,0	16,0	32,0	10,0	32,0	91,0	20,0
Fósforo total (mg/l)	3,0	2,0	3,0	1,0	3,0	12,0	2,0
Azoto Amoniacal (mg/l)	13,0	7,0	13,0	2,0	22,4	40,6	6,0

Quadro A.B. 2 Dados de qualidade da Ribeira da Gandra fornecidos pela Águas de Valongo, durante um período tipicamente húmido.

	29.10.2008	31.10.2008	13.11.2008	25.11.2008	26.11.2008	27.11.2008	28.11.2008
pH	7,8	7,9	7,4	7,6	8,0	7,8	7,3
SST (mg/l)	128,0	67,0	224,0	84,0	80,0	4,0	52,0
CQO (mg/l)	535,0	264,0	676,0	235,0	214,0	60,7	625,0
CBO ₅ (mg/l)	310,0	100,0	-	60,0	70,0	10,0	110,0
Fósforo total (mg/l)	45,4	6,5	5,9	21,9	0,2	1,6	10,2
Azoto Total (mg/l)	13,0	51,6	54,2	48,5	37,8	10,1	17,3

Anexo C Bacia Hidrográfica da Ribeira da Gandra e suas características**Figura A.C. 1** Bacia hidrográfica da Ribeira da Gandra e linhas de água vizinhas.**Quadro A.C. 1** Características da bacia hidrográfica da Ribeira da Gandra.

Elementos Base da Bacia Hidrográfica		
Área da bacia hidrográfica/ de drenagem*	A =	1,95 km ²
Perímetro da bacia hidrográfica*	P =	7,32 km
Extensão do curso de água principal*	L =	1,85 km
Extensão total dos cursos de água*	L _t =	3,87 km
Cota da secção de estudo	C _s =	75 m
Cota da extremidade do curso de água principal da bacia	C _{em} =	110 m
Características Geométricas da Bacia Hidrográfica		
Diferença de cotas do talvegue entre a extremidade e a secção de estudo	ΔH =	35 m
Altura média da bacia hidrográfica	H _b =	92,5 m
Coeficiente de compacidade	K _c =	1,48
Factor de forma	K _f =	0,57
Características do Sistema de Drenagem da Bacia Hidrográfica		
Densidade de drenagem	λ =	1,98 km/km ²
Percurso médio de escoamento superficial	P _s =	0,13 km
Coeficiente de escoamento	C =	0,8
Características topográficas da Bacia Hidrográfica		
Declive médio do curso de água principal	i =	0,019 m/m
		18,9 m/km
		1,9 %

* Determinado através de AutoCAD ®.

Anexo D Determinação do tempo de concentração (t_c) da bacia da Ribeira da Gandra**Quadro A.D. 1** Métodos de cálculo para determinar o tempo de concentração (t_c).

Método	Expressão de cálculo	Nº da equação	Observações
Ventura	$t_c = 240 \times \sqrt{\frac{A \times L}{\Delta H}}$ t_c (min), A (km ²), L (km), ΔH (m)	(1)	Indicada para bacias com tempos de concentração superiores a 5 min.
Kirpich (1940)	$t_c = 0,0663 \times \frac{L^{1,155}}{\Delta H^{0,385}}$ t_c (h), L (km), ΔH (km)	(2)	Aplica-se sobretudo a bacias rurais com canais bem definidos e declives entre 3 a 10%.
Témez (1989)	$t'_c = 0,3 \times \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76}$ $t_c = \frac{t'_c}{1 + 3 \times \sqrt{\mu(2 - \mu)}}$ t'_c - tempo de concentração para bacias rurais (h), t_c - tempo de concentração para bacias urbanas (h), L (km), i (m/m), μ - factor que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia	(3)	Aplicação apresenta dificuldades: definição de μ depende da subjectividade de quem avalia o grau de urbanização da bacia.
Giandotti (1953)	$t_c = \frac{4 \times \sqrt{A} + 1,5 \times L}{0,8 \times \sqrt{H_b}}$ t_c (h), A (km ²), L (km), H_b (m)	(4)	Expressão derivada de dados de bacias italianas. Indicada para grandes bacias naturais.
Pickering (1974)	$t_c = \left(\frac{0,871 \times L^3}{\Delta H} \right)^{0,385}$ t_c (h), L (km), ΔH (m)	(5)	Fórmula obtida a partir de Kirpich, e muito usado nos projectos da Brisa SA.
California Culverts Practice (CHPW)	$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385}$ t_c (min), L (km), ΔH (m)	(6)	
Bransby Willians	$t_c = 0,605 \times \frac{L}{i^{0,2} \times A^{0,1}}$ t_c (h), L (km), i (%), A (km ²)	(7)	Recomendado para bacias rurais.

Pasini	$t_c = \frac{0,108 \times (A \times L)^{1/3}}{i^{0,5}}$ $t_c \text{ (h)}, A \text{ (km}^2\text{)}, L \text{ (km)}, i \text{ (m/m)}$	(8)	Expressão derivada de dados de bacias italianas.
Picking	$t_c = 0,088333 \times \left(\frac{L^2}{i} \right)^{0,333}$ $t_c \text{ (h)}, L \text{ (km)}, i \text{ (m/m)}$	(9)	
Ven Te Chow	$t_c = 0,8773 \times \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0,64}$ $t_c \text{ (h)}, L \text{ (km)}, i \text{ (m/km)}$	(10)	
Soil Conservation Service (SCS) (1973)	$t_c = 1,67 \times t_e$ $t_e = \frac{L^{0,8} \times (0,03937 \times S_{mr} + 1)^{0,7}}{734,43 \times i^{0,5}}$ $S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254$ $t_c \text{ (h)}, t_e \text{ - tempo de atraso (h)}, L \text{ (m)}, S_{mr} \text{ - capacidade máxima de retenção (mm)}, i \text{ (%)}, CN \text{ - nº de escoamento da bacia (curve number)}^*$	(11)	Desenvolvida com dados de bacias agrícolas. Indicada para bacias rurais de área inferior a 8 km ² .
David (1976)	$t_c = 0,00032 \frac{L^{1,15}}{\Delta H^{0,38}}$ $t_c \text{ (h)}, L \text{ (m)}, \Delta H \text{ (m)}$	(12)	Para o cálculo do caudal de bacias de área até 25 km ² .

* Obtido com base na carta de solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas (Figura A.D.1 e Quadro A.D.3) e no tipo de utilização/cobertura do solo.

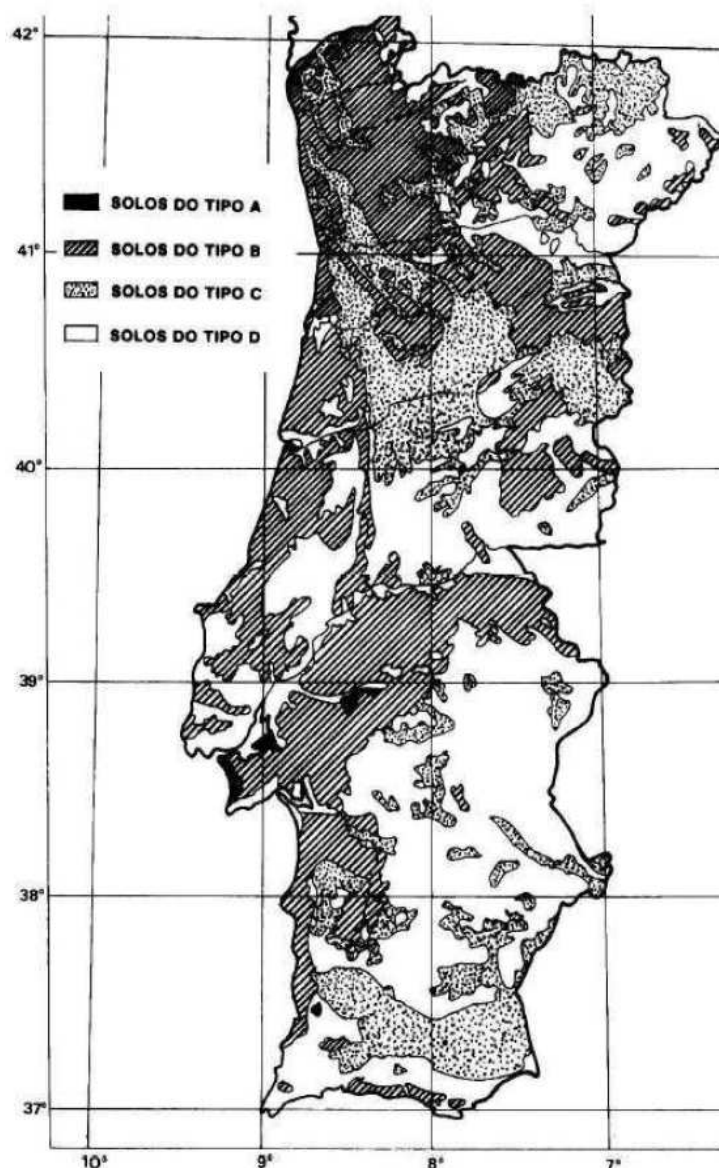


Figura A.D. 1 Carta de solos classificados pelas suas características hidrológicas (RAMOS, 2005).

Quadro A.D. 2 Classificação hidrológica de solos segundo o SCS (RAMOS, 2005, adaptado de Lencastre e Franco, 1992).

Tipo de solo	Características dos solos
A	Solos dando origem a baixo escoamento directo, ou que apresentam permeabilidade bastante elevada. Inclui areias com bastante espessura, e com pouco limo ou argila, a arenitos com bastante espessura e muito permeáveis.
B	Solos menos permeáveis que os do tipo A mas com permeabilidade superior à média. Inclui fundamentalmente solos arenosos menos espessos que os do tipo A e arenitos menos espessos e menos agregados que os do tipo A.
C	Solos originando escoamentos directos superiores à média e superiores aos originados pelos tipos anteriores. Inclui solos pouco espessos e solos com quantidades apreciáveis de argilas, se bem que menos do que os do tipo D.
D	Solos com argilas expansivas e solos pouco espessos, com sub-horizontes quase impermeáveis que originam elevado escoamento directo.

Quadro A.D. 3 Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (RAMOS, 2005, extraído de Correia, 1984).

Utilização/cobertura do solo	Tipo de solo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas:				
sem medidas de conservação do solo	72	81	88	91
com medidas de conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou baldios:				
em más condições	68	79	86	89
em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:				
cobertura má, sem “mulch”	45	66	77	83
boa cobertura	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, cemitérios, etc.				
boas condições: relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80
condições razoáveis: relva cobrindo de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios (85% de área impermeável)	89	92	94	95
Zonas industriais (72% de área impermeável)	81	88	91	93
Zonas residenciais				
Áreas médias dos lotes (m ²)				
< 500	65			
1000	38			
1300	30			
2000	25			
4000	20			
% média impermeável				
< 500	77	85	90	92
1000	61	75	83	87
1300	57	72	81	86
2000	54	70	80	85
4000	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
asfaltados e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
gravilha	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Os resultados dos métodos do Quadro A.D.1 apresentam-se na Figura A.D.2. O tempo de concentração a adoptar para o cálculo dos caudais de ponta de cheia é a média dos valores de t_c obtidos pelos métodos de Kirpich, Témez, Pickering, CHPW, Picking, Ven Te Chow e David, de tal forma que t_c é igual a 0,479 horas.

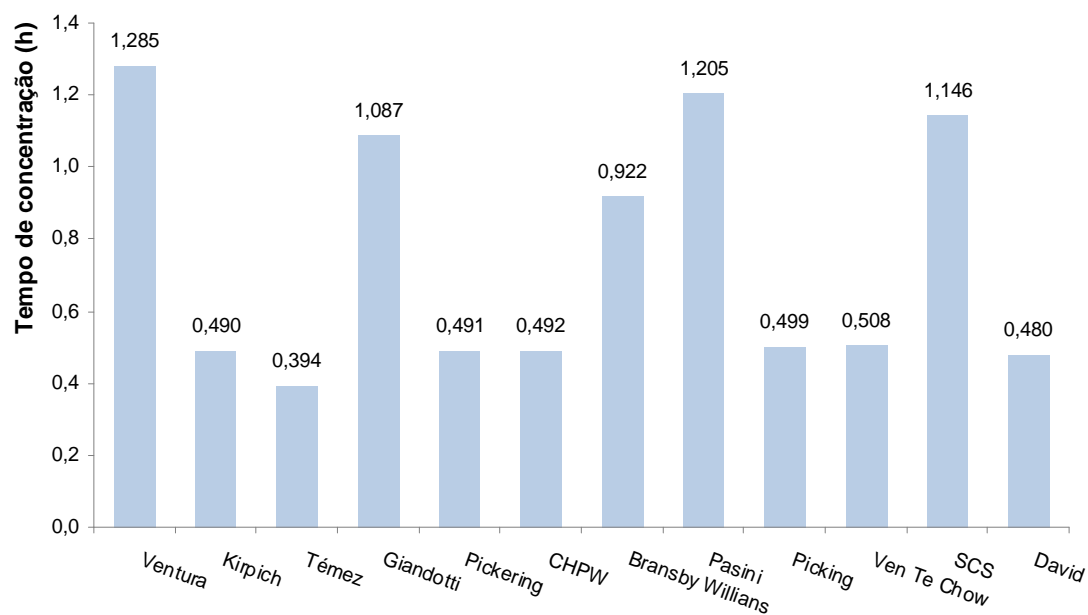


Figura A.D. 2 Tempos de concentração (h) da bacia da Ribeira da Gandra em função do método de cálculo usado.

Anexo E Cálculos para o dimensionamento

- Conduta de desvio do caudal de projecto

$$Q = \frac{(0,312 \times \sqrt{i})^{3/8} \times D}{n} \quad (\text{METCALF, 1981})$$

ou

$$Q = \frac{(0,236 \times \sqrt{i})^{3/8} \times D}{n} \quad (\text{BRATER, 1976), em que}$$

Q – caudal de chegada ou caudal de projecto (m³/s),

i – inclinação da conduta de desvio do caudal de projecto é igual a 0,5%,

D – diâmetro da conduta (m),

n – coeficiente adimensional igual a 0,015.

- Descarregador superficial do tipo soleira delgada

$$Q = \frac{2}{3} \times \sqrt{2g} \times C_d \times l \times h^{3/2} \quad (\text{MATA-LIMA, 2008), em que}$$

Q – caudal de descarga (m³/s) é igual a 0,08 m³/s,

g – aceleração gravítica (m/s²),

C_d – coeficiente de descarga (adimensional),

l – largura do descarregador (m),

e h – altura da lâmina de água sobre o descarregador (m) é igual a 3 cm.

O coeficiente de descarga é determinado por: $C_d = 0,602 + 0,083 \times \frac{h'}{h}$, em que h' é a altura do descarregador (15 cm).

Anexo F Estimativa orçamental para a implantação da zona húmida construída na Ribeira da Gandra

Quadro A.F. 1 Estimativa orçamental da construção civil envolvida na implantação da ZHC.

Artº	Designação	CONSTRUÇÃO CIVIL			
		Unid	Quant	Preço Unitário (€)	Preço Total (€)
I	TRABALHOS PREPARATÓRIOS				
1	PREPARAÇÃO DO LOCAL				
1.1	Estaleiro				
1.1.1	Montagem, manutenção e desmontagem de estaleiro na empreitada, incluindo medidas de segurança e instalação sanitária	vg	1	12.500	12.500
1.2	Limpeza do terreno				
1.2.1	Desmatção, decapagem, limpeza e nivelamento do terreno, incluindo carga, transporte e espalhamento dos produtos sobrantes. Terreno do tipo de campos agrícolas.	m²	52.000	0,50	26.000
1.3	Movimentação de terras				
1.3.1	Escavação com meios mecânicos para implantação do edifício da obra de entrada e das bacias do sistema de tratamento. Incluindo remoção, carga, transporte e espalhamento dos produtos sobrantes. No máximo, escavação até 0,8 m de profundidade.	m³	20.000	6,0	120.000
II	CANAL DE DESVIO DO CAUDAL				
1	BY-PASS PROVISÓRIO				
1.1	Muro provisório de retenção de caudal a montante em betão armado com altura de 1,0 m e largura de 4,5 m, incluindo ancoragem nas margens da ribeira, incluindo a sua demolição	vg	1	5.500	5.500
1.2	Tubo de by-pass em PVC de DN 400, incluindo 2 curvas a 45°, e incluindo a sua desmontagem	vg	1	600	600
1.3	Restauração das margens da ribeira	vg	1	1.500	1.500
2	ESTRUTURA				
2.1	Enrocamento de 30 cm com uma extensão de 2 m, e para uma largura de 4,5 m, incluindo o desvio de caudal provisório por ensecadeira	vg	1	500	500
2.2	Fundo do leito em betão armado, numa extensão de cerca de 5 m e largura de 4,5 m	vg	1	3.500	3.500
2.3	Câmara de desvio de caudal construída em betão armado, com abertura rectangular de dimensões 2 x 3 m, a uma altura de 2,5 m em relação ao leito da Ribeira, com acabamento liso de todas as superfícies, incluindo caleira interceptora com dimensões 300 x 90 x 40 cm	vg	1	18.500	18.500
3.	SERRALHARIAS				
3.1	Tampas amovíveis em PRFV, com dimensões 500 x 1000 mm, com resistência para carga estática de 300 kg	un	4	350	1.400
3.2	Guarda de protecção em PRFV para acesso à comporta, com 90 cm de altura	m	10	165	1.650
III	CASA DA OBRA DE ENTRADA				
1	ESTRUTURA				
1.1	Enrocamento da base da casa com cascalho de granito para uma camada de 30 cm	m²	70	55	3.850
1.2	Laje do chão e cobertura	m²	100	120	12.000
1.3	Pilar em betão armado com secção de 20 x 20 cm e altura de 2,6 m	un	6	650	3.900
1.4	Parede em alvenaria de tijolo	m²	75	25	1.875
2	REBOCOS, REVESTIMENTOS E ACABAMENTOS				
2.1	Rebocos				
2.1.1	Reboco de tectos, padieiras e ombreiras com argamassa de cimento e areia e acabamento liso	vg	1	500	500

2.2	Pinturas				
2.2.1	Pintura de tecto e paredes interiores com tinta plástica esmaltada de cor clara	m ²	135	9	1.215
2.2.2	Pintura de paredes exteriores com tinta plástica, de cor clara	m ²	70	8	560
2.3	Impermeabilizações				
2.3.1	Impermeabilização da cobertura com tela asfáltica em 2 camadas (1 camada simples e 1 camada de desgaste com revestimento mineral)	m ²	45	19	855
3	SERRALHARIAS				
3.1	Janelas em caixilharia de alumínio lacado e vidro simples com dimensão de 1,5 x 1,0 m	un	2	155	310
3.2	Porta em alumínio lacado e vão superior envidraçado, incluindo fechadura e puxador	un	2	450	900
IV	<u>GRADAGEM</u>				
1	ESTRUTURA				
1.1	Canal em betão armado, com as dimensões 220 × 60 cm, e profundidade de 80 cm, com acabamento liso de todas as superfícies	vg	1	2.000	2.000
1.2	Canal em betão armado, com as dimensões 210 × 5 cm, e profundidade de 80 cm, com acabamento liso de todas as superfícies	vg	1	2.000	2.000
1.3	Canal em betão armado, de desvio do efluente gradado para o poço de bombagem, com as dimensões 55 × 55 cm, com acabamento liso de todas as superfícies	vg	1	500	500
2	REBOCOS, REVESTIMENTOS E ACABAMENTOS				
2.1	Pintura				
2.1.1	Pintura das superfícies interiores com tinta epoxica, em 3 demãos com espessura total de 380 µm	m ²	9	30	270
V	<u>ESTAÇÃO ELEVATÓRIA</u>				
1	ESTRUTURA				
1.1	Poço de bombagem em betão armado, de dimensões: 2,2 × 1,6 × 2,0 m, com folga superior de 50 cm.	vg	1	9.500	9.500
1.2	Câmara de manobra de válvulas e do conjunto de electrobombas, em betão armado, com dimensões 120 × 300 cm e altura igual a 80 cm	vg	1	2.500	2.500
2	REBOCOS, REVESTIMENTOS E ACABAMENTOS				
2.1	Pintura				
2.1.1	Pintura das superfícies interiores com tinta epoxica, em 3 demãos com espessura total de 380 µm	m ²	21	30	630
VI	<u>CASA DE RECEPÇÃO/ PORTARIA</u>				
1	ESTRUTURA				
1.1	Enrocamento da base da casa com cascalho de granito para uma camada de 30 cm	m ²	54	55	2.970
1.2	Laje do chão e cobertura	m ²	43	120	5.160
1.3	Pilar em betão armado com secção de 20 × 20 cm e altura de 2,6 m	un	6	650	3.900
1.4	Parede em alvenaria de tijolo	m ²	50	25	1.250
2	REBOCOS, REVESTIMENTOS E ACABAMENTOS				
2.1	Rebocos				
2.1.1	Reboco de tectos, padieiras e ombreiras com argamassa de cimento e areia e acabamento liso	vg	1	500	500
2.2	Pinturas				
2.2.1	Pintura de tecto e paredes interiores com tinta plástica esmaltada de cor clara	m ²	68	9	612
2.2.2	Pintura de paredes exteriores com tinta plástica, de cor clara	m ²	48	8	384
2.3	Revestimentos				
2.3.1	Revestimento do pavimento com ligante epoxi tipo Sikafloor-261 ou equivalente, incluindo rodapés e polvilhamento com material de carga para criação de superfície antiderrapante	m ²	18	34	612

2.4	Impermeabilizações				
2.4.1	Impermeabilização da cobertura com tela asfáltica em 2 camadas (1 camada simples e 1 camada de desgaste com revestimento mineral)	m ²	18	19	342
3	SERRALHARIAS				
3.1	Janelas em caixilharia de alumínio lacado e vidro simples com dimensão de 1,5 x 1,0 m	un	2	155	310
3.2	Porta em alumínio lacado e vão superior envidraçado, incluindo fechadura e puxador	un	3	450	1.350
VII	<u>ZONAS DE TRATAMENTO</u>				
1	ESTRUTURA E ACESSÓRIOS				
1.1	Impermeabilização das zonas de tratamento com compactação do terreno após escavação	m ²	3.400	15	51.000
1.2	Recolocação e nivelamento do substrato (terra) nas zonas 1 e 3 para desenvolvimento das plantas aquáticas.	m ³	6.850	10	68.500
1.3	Caixa de tubo de saída telescópica em betão ligeiramente armado pré-fabricada (da zona 1 para zona 2 e da zona 2 para zona 3)	un	12	100	1.200
1.4	Câmara de recepção e descarregador do efluente tratado, em betão armado com dimensões de planta de 1,5 x 0,75 m e altura de 0,6 m, incluindo septos de retenção de sólidos flutuantes e descarregadores superficiais	un	2	1800	3600
1.5	Câmara de recolha em betão armado com dimensões 75 x 75 x 75 cm	un	1	300	300
VIII	<u>OBRA DE SAÍDA</u>				
1.	ESTRUTURA				
1.1	Canal em betão armado para instalação dum canal Parshall pré-fabricado, com largura de 70 cm e comprimento de 270 cm, incluindo regularização e pintura das superfícies interiores	un	1	1.800	1800
1.2	Câmara de descarga final para recolha de amostras, em betão armado com dimensões 45 x 45 cm e profundidade 80 cm, incluindo uma tampa em betão	vg	1	250	250
1.3	Boca de saída do efluente tratado, em betão armado, com forma trapezoidal em planta, com cerca de 1 m de altura e paredes laterais com comprimento 1,2 m, com enrocamento do fundo	vg	1	800	800
IX	<u>ARRUAMENTOS, ACESSOS E SEGURANÇA</u>				
1.	ESTRUTURA				
1.1	Arruamentos de largura média de 2 m em terra batida com saibro	m	1.400	45	63.000
1.2	Vedação em muro de pedra natural rústica assegurada por argamassa de areia e cimento, com acabamento liso, e com uma altura de 1,5 m	m	185	125	23.125
1.3	Vedação em rede metálica plastificada com uma altura de 2 m, incluindo pólos fixados por blocos de betão	m	330	32	10.560
1.4	Portão de correr no acesso principal, com largura de 6 m em chapa de aço inoxidável	vg	1	4.600	4600
X	<u>PLANTAS DAS ZONAS DE TRATAMENTO E ÁREAS VERDES</u>				
1.	Plantas para as zonas de tratamento	vg	1	12.000	12000
2.	Ajardinar locais mais próximos da casa de recepção, incluindo colocação de terra vegetal e plantas	m ²	1.000	8	8.000
3.	Plantação de árvores nas áreas verdes	vg	1	2.500	2.500
<u>TOTAL (€)</u>					503.640

Quadro A.F. 2 Estimativa orçamental dos equipamentos envolvidos na implantação da ZHC.

Art.	Designação	EQUIPAMENTOS			
		Unid	Quant	Preço Unitário (€)	Preço Total (€)
I	<u>CANAL DE DESVIO DO CAUDAL AFLUENTE</u>				
1.	Desvio do caudal afluente através de comporta				
1.1	Comporta com actuação motorizada /manual, DN 400	vg	1	1.200	1.200
II	<u>OBRA DE ENTRADA</u>				
1.	Medidor de caudal				
1.1	Medidor de caudal do tipo canal Parshall, pré-fabricado em PRFV, para instalação num canal de secção rectangular com largura 70 cm, altura 80 cm e comprimento 210 cm, com largura da secção estrangulada 6"	un	1	2.800	2.800
1.2	Detector de nível do tipo ultrasónico com ângulo de emissão de 10°, incluindo uma unidade electrónica para conversão e transmissão de sinal em corrente de 4 - 20 mA com montagem remota, suporte e protector contra calor excessivo em aço inoxidável para detector	un	1	1.050	1.050
2.	Gradagem				
2.1	Tamisador do tipo inclinado rotativo com acessórios de desidratação, compactação e limpeza automática, para caudal máximo de 350 m³/h, com abertura da grade de 3 mm, para instalação em canal aberto de forma rectangular de 0,6 x 0,8 m	un	1	19.500	19.500
2.2	Grade em barras de aço inoxidável, com secção rectangular em 10 x 20 mm, com abertura de 20 mm entre barras, para instalar num canal de largura 55 cm	vg	1	550	550
2.3	Comporta manual de dimensões 45 x 75 cm, em chapa de PVC rígida de 8 mm	un	4	65	260
2.4	Contentor de detritos do tipo normalizado, construído em plástico com capacidade de 600 a 800 litros com tampa e rodas para recolha e armazenamento de gradados	un	2	275	550
3.	Estação elevatória				
3.1	Electrobomba centrífuga submersível para elevação de água residual pré-tratada, com capacidade para elevar um caudal máximo de 40 l/s a 5 m, com turbina monocal, e passagem livre de 80 mm, accionada por motor de 3,5 kW	un	3	2500	7500
3.2	Detector de nível do tipo hidrostático com sensibilidade mínima de detecção de 0,5% da escala máxima	un	1	520	520
III	<u>OBRA DE SAIDA</u>				
1.	Medidor de caudal				
1.1	Medidor de caudal do tipo canal Parshall, pré-fabricado em PRFV, para instalação num canal de secção rectangular com largura 70 cm, altura 80 cm e comprimento 210 cm, com largura da secção estrangulada 6"	un	1	2.800	2.800
1.2	Detector de nível do tipo ultrasónico com ângulo de emissão de 10°, incluindo uma unidade electrónica para conversão e transmissão de sinal em corrente de 4 - 20 mA com montagem remota, suporte e protector contra calor excessivo em aço inoxidável para detector	un	1	1.050	1.050
TOTAL (€)					37.780

Quadro A.F. 3 Estimativa orçamental dos circuitos hidráulicos envolvidos na implantação da ZHC.

Art.º	Designação	CIRCUITOS HIDRÁULICOS			
		Unid.	Quant.	Preço Unitário (€)	Preço Total (€)
1	Conduta de chegada do caudal desviado afluente				
1.1	Fornecimento e colocação de uma conduta enterrada em PVC, DN 400	m	6	25	150
2	Estação elevatória				
2.1	Válvula de retenção do tipo esfera e válvulas de seccionamento do tipo cunha elástica, DN 200, PN 10, com ligação em flanges	un	3	750	2.250
2.2	Válvula de seccionamento do tipo cunha elástica com actuação manual por volante, DN 200, PN 10, com ligação em flanges	un	3	550	1.650
2.3	Conduta de elevação individual em aço galvanizado de DN 200 com ligação em flanges, incluindo um redutor DN 100/200 e uma curva a 90º	conj.	3	1.050	3.150
2.4	Colector comum, em aço galvanizado de DN 300 com ligações em flanges, incluindo uma junção universal para tubo em PVC de DN 300	conj.	1	1.200	1.200
3	Distribuição do caudal afluente pelas zonas de tratamento				
3.1	Fornecimento e colocação de conduta enterrada em PVC, DN 300, PN 6	m	210	17	3.570
3.2	Válvula de seccionamento do tipo cunha elástica com actuação manual	un	4	1.350	5.400
4	Interligações entre as 3 zonas de tratamento				
4.1	Tubo em PVC de DN 100 com saída telescópica para ajuste manual (descarga da Zona 1 para Zona 2)	conj.	6	220	1.320
4.2	Tubo em PVC de DN 100 para descarga da Zona 2 para Zona 3	conj.	6	75	450
5	Condutas para descarga do efluente tratado				
5.1	Fornecimento e colocação de tubo em PVC DN 400	m	55	25	1.375
TOTAL (€)					20.515

Quadro A.F. 4 Estimativa orçamental das instalações eléctricas envolvidas na implantação da ZHC.

Art.º	Designação	INSTALAÇÕES ELÉCTRICAS			
		Unid.	Quant.	Preço unitário (€)	Preço total (€)
1.	Quadros Eléctricos				
1.1	Fornecimento e colocação de Quadro Geral (QG) na casa de recepção	un	1	80	80
1.2	Fornecimento e colocação de Quadro Eléctrico de comando 1 (QC) na casa de obra de entrada	un	1	150	150
2	Ramais de Alimentação				
2.1	Cabo de alimentação e cabo de sinal de alarme entre o QG e o QC	m	120	23	2.760
3.	Iluminação				
3.1	Fornecimento e instalação de postes de iluminação exterior constituídos por colunas em aço galvanizado com 6 m de altura, equipadas com armaduras e lâmpada de vapor de sódio de 70 W, incluindo fornecimento e instalação de cabo de alimentação em vale e construção de caixa de ligação	un	35	850	29.750
3.2	Fornecimento e colocação de armaduras estanques com 2 lâmpadas 36 W para iluminação interior da casa de recepção	un	1	60	60
3.3	Fornecimento e colocação de armaduras estanques com 1 lâmpada 36 W para iluminação interior casa obra de entrada	un	4	40	160
3.4	Fornecimento e colocação de iluminação interior para as divisórias de arrumos e casa de banho da casa de obra de entrada e da casa de recepção, com lâmpada de baixo consumo de 25 W	un	3	25	75
4.	Alimentação de Equipamentos				
4.1	Fornecimento e colocação de calha técnica de 90 x 50 mm no edifício de obra de entrada para passagem de cabos eléctricos	m	25	4	88
4.2	Tubo em PEAD DN 50 para passagem de cabo eléctrico	m	445	4,5	2.003
4.3	5 cabos de alimentação e 1 cabo de sinal	m	22	11	242
TOTAL (€)					35.366